



Departamento de Engenharia Civil

**COMPORTAMENTO AO PUNÇOAMENTO DE LAJES
FUNGIFORMES REFORÇADAS COM PARAFUSOS - EFEITO DA
ÁREA E POSICIONAMENTO DA ANCORAGEM**

Micael Manuel Gonçalves Inácio

(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da
Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil - Ramo de Estruturas e Geotecnia

Orientador Científico

Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos

Jurí

Presidente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Vogais: Professor Doutor Válder José da Guia Lúcio

Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos

Lisboa

2010

COMPORTAMENTO AO PUNÇOAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES REFORÇADAS COM PARAFUSOS - EFEITO DA ÁREA E POSICIONAMENTO DA ANCORAGEM

RESUMO

No presente trabalho é apresentado o estudo experimental desenvolvido com o objectivo de analisar o efeito da área de ancoragem e do seu posicionamento, no comportamento de lajes fungiformes maciças, reforçadas ao punçoamento com recurso a parafusos pré-esforçados pós-instalados.

Foram elaborados e ensaiados sete modelos de laje fungiforme, dos quais seis foram reforçados com a introdução de parafusos verticais pré-esforçados, e o restante utilizado como modelo de referência não reforçado. Utilizaram-se parafusos de reforço de 6 e 8 mm de diâmetro e três técnicas diferentes para realizar a ancoragem dos parafusos. Em dois modelos a ancoragem dos parafusos é de grandes dimensões e nos restantes quatro modelos a ancoragem é de pequenas dimensões, posicionadas à face da laje em dois modelos e embutidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal noutros dois.

A deformação dos modelos, a extensão da armadura longitudinal, a carga e modo de rotura e a evolução da força nos parafusos são analisados. Os valores da carga de rotura obtidos são comparados com os previstos pelo EC2 e ACI 318-08.

PUNCHING SHEAR BEHAVIOUR OF FLAT SLABS STRENGTHENED WITH STEEL BOLTS - AREA AND POSITION OF ANCHORAGE EFFECT

ABSTRACT

This work presents the experimental research carry out on the effect of anchorage area and its position, in the behaviour of flat slabs strengthened under punching using post-installed prestressed bolts.

Seven flat slab models were made and tested. Six of these models were strengthened with the introduction of prestressed vertical bolts and one was used as a reference model. Steel bolts with 6 and 8 mm of diameter were applied with three different techniques of anchorage. The dimension of the bolts anchorage on two models is large, while the remainders four have a small dimension. Two of these last four models mentioned have bolts anchorage placed on the surface of the slab and the other two are embedded in concrete the cover of the longitudinal reinforcement.

The models displacements, longitudinal reinforcement strain, load and mode of failure and evolution of force in bolts are analyzed. The values of failure load are compared with the predicated values using EC2 e ACI 318-08.

PALAVRAS CHAVE

Punçoamento

Laje fungiforme

Reforço

Parafuso

Betão armado

Análise experimental

Ancoragem

KEY WORDS

Punching

Flat slab

Strengthening

Bolt

Reinforced concrete

Experimental analysis

Anchorage

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero agradecer à pessoa que mais contribuiu para a realização deste trabalho, o Professor Doutor António Manuel Pinho Ramos, meu orientador científico. Pelo constante acompanhamento, dedicação, amizade demonstrada e acima de tudo pelos conhecimentos partilhados, expresso a minha profunda gratidão.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, pelos meios colocados à minha disposição.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil que contribuíram para a realização deste trabalho, pelo interesse, ajuda nos trabalhos experimentais, documentos fornecidos e conselhos transmitidos.

Aos técnicos de laboratório, José Gaspar e Jorge Silvério, pela importante ajuda na realização dos ensaios experimentais e posterior corte transversal dos modelos.

Às funcionárias do Departamento de Engenharia Civil, Maria da Luz e Carla Teixeira, pela ajuda nos assuntos administrativos relacionados com o desenvolvimento da dissertação.

À empresa Concremat S.A., pelo importante contributo prestado na produção dos modelos utilizados nos ensaios experimentais. É louvável a atitude desta instituição, que disponibilizou os seus meios em prol do desenvolvimento da investigação.

A todos os amigos, que de uma forma ou de outra me apoiaram e me incentivaram na realização desta dissertação.

À Ana Filipa, pela ajuda prestada na revisão deste texto. Pelo constante incentivo, carinho e compreensão face a uma menor disponibilidade nos últimos tempos.

Para finalizar, quero expressar o meu sincero agradecimento à minha família, em particular aos meus pais, irmãos e cunhada, pela força e incentivo com que sempre me apoiaram.

NOTAÇÃO

Letras minúsculas latinas

B	diâmetro do perímetro crítico no caso de um pilar circular
b_x	dimensão do perímetro crítico na direcção x
b_y	dimensão do perímetro crítico na direcção y
C	diâmetro de um pilar circular
c_1	dimensão na direcção x de um pilar rectangular
c_2	dimensão na direcção y de um pilar rectangular
D	altura útil da laje
f_{ccm}	tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	tensão característica de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
f_{cm}	tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos
$f_{cm,i}$	tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, do betão do modelo respectivo
$\overline{f_{cm}}$	tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, do betão de todos os modelos
f_{ctm}	tensão média de rotura à tracção do betão
f_{ctk}	tensão característica de rotura à tracção do betão
$f_{p0.2}$	tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço
f_{su}	tensão de rotura à tracção do aço da armadura longitudinal
f_{sy}	tensão de cedência do aço
$f_{sy,ef}$	tensão efectiva de cedência do aço
f_{syd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_u	tensão de rotura à tracção do aço dos parafusos
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de punçoamento
$f_{ywd,ef}$	valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento
h	espessura da laje
k	factor de escala
n_p	número de parafusos de reforço
s_r	espaçamento radial entre camadas da armadura específica de punçoamento
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento
$V_{Rd,cs}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento com armaduras específicas

u, u^*	perímetro do contorno de referência
u_0	perímetro da área carregada

Letras maiúsculas latinas

A_c	área transversal da laje
A_s	área de armadura ordinária
A_{sw}	área transversal de armadura específica de punçoamento
E_c	módulo de elasticidade do betão
F_f	força nos parafusos no final do ensaio
F_i	força nos parafusos no início do ensaio
$F_{p0.2}$	força limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço
F_{su}	força de rotura à tracção da armadura longitudinal
F_{sy}	força de cedência do aço
F_u	força de rotura à tracção dos parafusos
N_{Ed}	esforço axial actuante
S_0	secção transversal dos parafusos na zona central sem rosca
$V_{exp,ID1}$	valor da carga de rotura experimental do modelo id1
$V_{exp.}$	valor da carga de rotura experimental
$V_{norm.}$	valor da normalizado da carga de rotura experimental
V_{Rd}	valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento
$V_{Rd,c}$	valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armaduras específicas
V_{Rm}	valor médio do esforço resistente ao punçoamento
$V_{Rm,1}$	valor médio do esforço resistente ao punçoamento sem armaduras específicas
$V_{Rm,2}$	valor médio do esforço resistente ao punçoamento sem armaduras específicas, para o caso da rotura ocorrer pelo interior do reforço
$V_{Rm,3}$	valor médio do esforço resistente ao punçoamento sem armaduras específicas, para o caso da rotura ocorrer pelo exterior do reforço

Letras minúsculas gregas

α	ângulo formado pelas armaduras específicas de punçoamento com o plano da laje
$\alpha_{médio}$	inclinação média da superfície de rotura com o plano da laje
β_c	quociente entre os lados maior e menor de um pilar
γ_c	coeficiente de segurança do betão (1.5)
$\epsilon_{média}$	extensão média da armadura longitudinal
σ_{cp}	tensão média de compressão no betão devida ao pré-esforço
$\sigma_{cp,x}$	tensão média de compressão no betão devida ao pré-esforço na largura b_y

σ_{cpy}	tensão média de compressão no betão devida ao pré-esforço na largura b_x
ξ	factor de escala
ρ	percentagem geométrica de armadura
ρ_f	percentagem geométrica de fibras
ρ_{ly}	percentagem geométrica de armadura de flexão da laje segundo y
ρ_{lz}	percentagem geométrica de armadura de flexão da laje segundo z
ϕ_c	coeficiente de segurança do betão (0.85)

Letras maiúsculas gregas

ΔF	variação da força nos parafusos durante o ensaio
------------	--

Abreviações

ACI	American Concrete Institute
CEB	Comité Euro-International du Béton
CFRP	Carbon Fiber Reinforcer Polymers
EC2	Eurocódigo 2
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
FRP	Fiber Reinforced Polymers
GFRP	Glass Fiber Reinforcer Polymers
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

ÍNDICE DE MATÉRIAS

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objectivos.....	2
1.3 Conteúdo e organização da dissertação	3
CAPÍTULO 2 - ESTADO ACTUAL DO PROBLEMA.....	5
2.1 Introdução.....	5
2.2 Mecanismo de rotura ao punçoamento	8
2.3 Técnicas de reforço ao punçoamento de lajes fungiformes.....	9
2.3.1 Reposição do betão	9
2.3.2 Espessamento da laje	11
2.3.3 Adição de capitel metálico	11
2.3.4 Colocação de armadura transversal pós-instalada.....	12
2.3.5 Aumento da secção do pilar	12
2.3.6 Adição de capitel de betão	14
2.3.7 Utilização de FRP	15
2.3.8 Utilização de pós-tensão	15
2.4 Ensaaios experimentais	16
2.4.1 Ghali, Sargious e Huizer (1974).....	17
2.4.2 Ramos (1995).....	18
2.4.3 Menétrey e Brühwiler (1996).....	21
2.4.4 El-Salakawy, Soudki e Polak (2004)	24
2.4.5 Harajli, Soudki e Kudsi (2006)	30
2.4.6 Duarte (2008)	35
2.4.7 Luís (2010).....	41
2.5 Normas	45
2.5.1 REBAP	46
2.5.2 CEB-FIP Model Code de 1990	47

2.5.3 ACI 318 - 08	49
2.5.4 Eurocódigo 2	51
CAPÍTULO 3 - ESTUDO EXPERIMENTAL.....	53
3.1 Introdução	53
3.2 Descrição dos modelos	55
3.3 Condições de fronteira e carregamento	57
3.4 Caracterização dos materiais	60
3.4.1 Betão.....	60
3.4.2 Armadura longitudinal	62
3.4.3 Parafusos de reforço	63
3.5 Instrumentação dos ensaios	65
3.6 Execução dos ensaios	71
3.6.1 Modelo de referência (R)	71
3.6.2 Modelos reforçados	72
3.7 Análise de resultados	79
3.7.1 Extensões na armadura longitudinal superior.....	79
3.7.2 Deslocamentos verticais	95
3.7.3 Comportamento na rotura.....	106
3.7.4 Força nos parafusos	110
3.7.5 Cargas de rotura experimentais	111
3.7.6 Comparação das cargas de rotura experimentais com os valores previstos por algumas normas.....	113
3.7.7 Inclinação da superfície de rotura	123
CAPÍTULO 4 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	127
4.1 Introdução	127
4.2 Efeito da área e posicionamento da ancoragem.....	128
4.2.1 Cargas e modos de rotura	128
4.2.2 Extensão da armadura longitudinal superior	129
4.2.3 Deslocamentos verticais	129
4.2.4 Inclinação das superfícies de rotura	129

4.2.5 Força nos parafusos.....	129
4.3 Observações finais.....	130
4.4 Desenvolvimentos futuros	130
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Extensão do colapso do edifício na 2000 Commonwealth Avenue [18]	6
Figura 2.2 – Destroços de betão e madeira do colapso do edifício na 2000 Commonwealth Avenue [18].....	6
Figura 2.3 – Destroços de edifícios em Cocoa Beach depois de colapso total [12].....	6
Figura 2.4 – Sampoong Department Store após colapso total [13].....	7
Figura 2.5 – Colapso parcial da laje do Pipers Row Car Park [31].....	8
Figura 2.6 – Esquema da fendilhação numa laje de betão armado sujeita a punçoamento [27] ...	9
Figura 2.7 – Esquema da rotura ao punçoamento de uma laje de betão armado [24].....	9
Figura 2.8 – Esquema de reforço ao punçoamento por reposição do betão	10
Figura 2.9 – Esquema de reforço ao punçoamento por espessamento da laje	11
Figura 2.10 – Capitel metálico circular produzido com chapas soldadas [2].....	12
Figura 2.11 – Capitel metálico em pilar rectangular executado com perfis metálicos [25]	12
Figura 2.12 – Reforço com a introdução de armadura transversal pós-instalada e aumento da secção do pilar [19]	13
Figura 2.13 – Esquema de reforço ao punçoamento por aumento da secção do pilar	13
Figura 2.14 – Esquema de reforço ao punçoamento através da adição de capitel em betão	14
Figura 2.15 – Reforço da laje ao punçoamento com capitéis em betão armado [19].....	14
Figura 2.16 – Esquema de reforço ao punçoamento por utilização de pós-tensão [8].....	16
Figura 2.17 – Evolução da flecha com a carga [26].....	17
Figura 2.18 – Esquema de ensaio e geometria dos modelos PR1 e PR2	18
Figura 2.19 – Disposição do reforço nos modelos PR1 e PR2, respectivamente.....	19
Figura 2.20 – Evolução da força nos parafusos do modelo PR1.....	19
Figura 2.21 – Evolução da força nos parafusos do modelo PR2.....	20
Figura 2.22 – Armadura longitudinal superior e inferior dos modelos.....	21

Figura 2.23 – Esquema de ensaio e disposição dos parafusos nos modelos ensaiados por Menétrey e Brühwiler.....	22
Figura 2.24 – Superfície de rotura dos modelos 1 (sem reforço) e 6 (reforçado).....	23
Figura 2.25 – Comparação entre a força no parafuso e o deslocamento vertical	24
Figura 2.26 – Armadura de flexão e definição geométrica dos modelos realizados por El-Salakawy, Soudki e Polak	25
Figura 2.27 – Esquema de reforço nos modelos sem aberturas: SX-GF, SX-CF e SX-GF-SB ..	27
Figura 2.28 – Esquema de reforço nos modelos SH-GF e SH-GF-SB.....	27
Figura 2.29 – Disposição dos parafusos em torno do pilar	27
Figura 2.30 – Padrão de fendilhação na rotura dos modelos SX-GF e SX-GF-SB, respectivamente.....	28
Figura 2.31 – Padrão de fendilhação na rotura do modelo SH-GF. Vistas superior e lateral.....	29
Figura 2.32 – Relação entre a carga aplicada e a deformação, nos modelos sem abertura.	29
Figura 2.33 – Relação entre a carga aplicada e a deformação, nos modelos com abertura.....	29
Figura 2.34 – Definição geométrica e pormenorização dos reforços dos modelos	32
Figura 2.35 – Parafuso de reforço instrumentado com extensómetro	32
Figura 2.36 – Modo de rotura e distribuição da fendilhação em alguns modelos	34
Figura 2.37 – Geometria e esquema de ensaio dos modelos ensaiados por Duarte	36
Figura 2.38 – Geometria do reforço dos modelos ID2 a ID5	37
Figura 2.39 – Localização em planta dos deflectómetros	37
Figura 2.40 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID1	39
Figura 2.41 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID2	39
Figura 2.42 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID3	40
Figura 2.43 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID4	40
Figura 2.44 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID5	41
Figura 2.45 – Definição geométrica dos modelos ensaiados por Luís	42
Figura 2.46 – Geometria do reforço dos modelos ensaiados por Luís	43

Figura 2.47 – Esquema de carregamento do modelo C6.....	43
Figura 2.48 – Superfície de rotura do modelo C6 (2 metades)	44
Figura 2.49 – Superfície de rotura do modelo C8 (2 metades)	45
Figura 2.50 – Perímetro do contorno de referência considerado no REBAP.....	46
Figura 2.51 – Perímetro do contorno de referência considerado no MC90	47
Figura 2.52 – Perímetro do contorno de referência considerado no ACI 318-08	49
Figura 2.53 – Perímetro do contorno de referência considerado no EC2.	51
Figura 3.1 – Vista geral do laboratório de estruturas da FCT - UNL.....	54
Figura 3.2 – Armaduras longitudinais dos modelos.....	56
Figura 3.3 – Aspecto das armaduras longitudinais	56
Figura 3.4 – Betonagem dos modelos.....	57
Figura 3.5 – Aspecto de um modelo após betonagem.....	57
Figura 3.6 – Geometria do modelo e sistema de ensaio.....	58
Figura 3.7 – Vista geral do modelo e sistema de ensaio	59
Figura 3.8 – Perfil metálico e placa de aço de apoio.....	59
Figura 3.9 – Macaco hidráulico e placa de aço que simula pilar centrado.....	60
Figura 3.10 – Moldes dos provetes cúbicos.....	61
Figura 3.11 – Ensaio à compressão de provete cúbico	61
Figura 3.12 – Evolução da força com a extensão, dos varões $\phi 6$ e $\phi 10$ utilizados nos modelos R, M6 e M8.....	63
Figura 3.13 – Evolução da força com a extensão, dos varões $\phi 6$ e $\phi 10$ utilizados nos modelos M6S, M6SE, M8S e M8SE.....	63
Figura 3.14 – Geometria dos parafusos utilizados no reforço.....	63
Figura 3.15 – Parafusos de reforço	64
Figura 3.16 – Ensaio à tracção de um parafuso.....	64
Figura 3.17 – Evolução da força com a extensão, dos parafusos M6 e M8 utilizados no reforço dos modelos M6 e M8.....	65

Figura 3.18 – Evolução da força com a extensão, dos parafusos M6 e M8 utilizados no reforço dos modelos M6S, M6SE, M8S e M8SE	65
Figura 3.19 – Disposição em planta das célula de carga	66
Figura 3.20 – Célula de carga da TML	66
Figura 3.21 – Célula de carga da HBM.....	66
Figura 3.22 – Disposição em planta dos deflectómetros	67
Figura 3.23 – Vista geral dos deflectómetros	67
Figura 3.24 – a) Deflectómetro eléctrico da TML. b) Base magnética de fixação. c) Chapa de acrílico de apoio do êmbolo	67
Figura 3.25 – Localização dos extensómetros na armadura superior.....	68
Figura 3.26 – Extensómetro colado na armadura longitudinal.....	68
Figura 3.27 – Vista geral da armadura instrumentada e silicone de protecção dos extensómetros.....	69
Figura 3.28 – Localização dos parafusos de reforço instrumentados.....	69
Figura 3.29 – Extensómetro colado na zona central do parafuso	70
Figura 3.30 – Parafuso de reforço instrumentado	70
Figura 3.31 – Data Logger HBM Spider 8	70
Figura 3.32 – Unidade de controlo de pressão hidráulica	71
Figura 3.33 – Vista da zona de rotura por punção do modelo R	72
Figura 3.34 – Magnetómetro utilizado no mapeamento das armaduras.....	73
Figura 3.35 – Disposição dos parafusos de reforço.....	74
Figura 3.36 – Faces superior e inferior de um modelos após furação	74
Figura 3.37 – Aspecto final dos furos após reparação com betume de pedra	75
Figura 3.38 – Geometria em planta das chapas de ancoragem utilizadas nos modelos reforçados	75
Figura 3.39 – Esquema ilustrativo do reforço nos modelos com sufixo S e SE, respectivamente.....	76
Figura 3.40 – Face superior de um modelo reforçado, com ancoragens de grandes dimensões .	76

Figura 3.41 – Face inferior de um modelo reforçado, com ancoragens de grandes dimensões..	76
Figura 3.42 – Face superior de um modelo reforçado, com ancoragens de pequenas dimensões à superfície.....	77
Figura 3.43 – Face inferior de um modelo reforçado, com ancoragens de pequenas dimensões à superfície.....	77
Figura 3.44 – Face superior de um modelo reforçado, com ancoragens embutidas de pequenas dimensões.....	77
Figura 3.45 – Face inferior de um modelo reforçado, com ancoragens embutidas de pequenas dimensões.....	78
Figura 3.46 – Fendilhação de um modelo na fase de carregamento até à rotura	79
Figura 3.47 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo R.....	80
Figura 3.48 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo R.....	81
Figura 3.49 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M6.....	82
Figura 3.50 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M6	83
Figura 3.51 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M6S.....	84
Figura 3.52 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M6S.....	85
Figura 3.53 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M6SE	86
Figura 3.54 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M6SE	87
Figura 3.55 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M8.....	88
Figura 3.56 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M8	89
Figura 3.57 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M8S.....	90
Figura 3.58 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M8S.....	91
Figura 3.59 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M8SE	92

Figura 3.60 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M8SE.....	93
Figura 3.61 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo R.....	96
Figura 3.62 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M6	97
Figura 3.63 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M6S.....	97
Figura 3.64- Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M6SE	98
Figura 3.65 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M8	99
Figura 3.66 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M8S...	100
Figura 3.67 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M8SE	100
Figura 3.68 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M6 e M6S	101
Figura 3.69 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M8 e M8S	102
Figura 3.70 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M6S e M6SE	102
Figura 3.71 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M8S e M8SE	103
Figura 3.72 – Deformada dos modelos R, M6, M6S e M6SE na direcção x para vários patamares de carga	104
Figura 3.73 – Deformada dos modelos R, M8, M8S e M8SE na direcção x para vários patamares de carga	105
Figura 3.74 – Faces superior e inferior do modelo R, após ensaio.....	107
Figura 3.75 – Faces superior e inferior do modelo M6, após ensaio.....	107
Figura 3.76 – Faces superior e inferior do modelo M8, após ensaio.....	108
Figura 3.77 – Faces superior e inferior do modelo M6S, após ensaio	108
Figura 3.78 – Faces superior e inferior do modelo M8S, após ensaio	108
Figura 3.79 – Faces superior e inferior do modelo M6SE, após ensaio	109
Figura 3.80 – Faces superior e inferior do modelo M8SE, após ensaio	109
Figura 3.81 – Evolução da força dos parafusos dos vários modelos ensaiados	110
Figura 3.82 – Representação gráfica da carga de rotura normalizada de todos os modelos	113

Figura 3.83 – Perímetro determinado à distância $2d$ do perímetro definido pelo reforço transversal.	115
Figura 3.84 – Perímetro determinado à distância $0.5d$ do perímetro definido pelo reforço transversal.	119
Figura 3.85 – Representação gráfica com comparação dos resultados experimentais, EC2 e ACI 318-08	120
Figura 3.86 – Esquema do levantamento geométrico da inclinação da superfície de rotura	123
Figura 3.87 – Superfície de rotura do modelo M6S (4 planos).....	124
Figura 3.88 – Superfície de rotura do modelo M8S (4 planos).....	124
Figura 3.89 – Superfície de rotura do modelo M6SE (4 planos)	125
Figura 3.90 – Superfície de rotura do modelo M8SE (4 planos)	125

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Resumo dos modelos realizados por Menetréy e Brühwiler	22
Quadro 2.1 – Resumo dos modelos realizados por Menetréy e Brühwiler	22
Quadro 2.2 – Resumo dos resultados dos ensaios de Menetréy e Brühwiler	23
Quadro 2.3 – Detalhes dos modelos de El Salakawy, Soudki e Polak	26
Quadro 2.4 – Resumo dos ensaios realizados por El-Salakawy, Soudki e Polak	28
Quadro 2.5 – Resumo dos modelos ensaiados por Harajli, Soudki e Kudsi	31
Quadro 2.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de Harajli, Soudki e Kudsi	33
Quadro 2.7 – Resumo dos ensaios realizados por Duarte	38
Quadro 2.8 – Força inicial dos parafusos e cargas de rotura dos modelos ensaiados por Luís... 44	
Quadro 3.1 – Designação e características dos modelos	55
Quadro 3.2 – Altura útil média dos modelos	56
Quadro 3.3 – Propriedades mecânicas do betão de cada modelo.....	61
Quadro 3.4 – Propriedades mecânicas da armadura longitudinal dos modelos R, M6 e M8.....	62
Quadro 3.5 – Propriedades mecânicas da armadura longitudinal dos modelos M6S,M6SE, M8S e M8SE.....	62
Quadro 3.6 – Propriedades mecânicas dos parafusos de reforço dos modelos M6 e M8	64
Quadro 3.7 – Propriedades mecânicas dos parafusos de reforço dos modelos M6S, M8S, M6SE e M8SE.....	64
Quadro 3.8 – Carga aplicada em cada modelo na 1ª fase	73
Quadro 3.9 – Força inicial média nos parafusos	78
Quadro 3.10 – Cargas de rotura dos modelos reforçados	79
Quadro 3.11 – Valores médios da extensão da armadura longitudinal superior na direcção y, para a carga vertical aplicada igual a 200 e 250 kN.....	94
Quadro 3.12 – Resumo da evolução da força nos parafusos.....	111
Quadro 3.13 – Valores normalizados da carga de rotura experimental	112

Quadro 3.14 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo EC2 (sem a limitação da tensão no aço dos parafusos e sem a limitação do k).....	116
Quadro 3.15 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo EC2 (com a limitação da tensão no aço dos parafusos e sem a limitação do k).....	116
Quadro 3.16 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo EC2 (com a limitação da tensão no aço dos parafusos e com a limitação do k)	117
Quadro 3.17 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo ACI 318-08.....	120
Quadro 3.18 – Modos de roturas previstos e experimentais.....	122
Quadro 3.19 – Inclinação média da superfície de rotura.....	123

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Há alguns anos atrás, em Portugal, as lajes dos edifícios eram construídas maioritariamente, apoiadas em vigas de betão armado, que por sua vez apoiavam em pilares, com distribuição no espaço mais ou menos regular. Hoje em dia, são adoptadas com frequência opções arquitectónicas que inviabilizam a distribuição regular da malha dos pilares, obrigando assim, à adopção de lajes apoiadas directamente nos pilares, constituindo lajes comumente designadas por fungiformes.

As lajes fungiformes, para além de permitirem grande versatilidade na utilização dos espaços dos edifícios, conseguem vencer maiores vãos e proporcionam a correcta execução das instalações técnicas, evitando as dificuldades existentes com a sua passagem na zona das vigas, por exemplo. Além disso, a construção com esta solução estrutural revela-se simples, rápida e económica.

As estruturas em laje fungiforme têm um complexo sistema de comportamento resistente aos esforços de flexão e corte, especialmente na zona de ligação pilar-laje. Neste tipo de estruturas, um factor importante no dimensionamento é a resistência ao punçoamento, sendo muitas vezes o factor condicionante para a escolha da espessura da laje, ou do capitel caso essa solução seja adoptada.

A ruptura por punçoamento é definida por uma ruptura localizada por penetração do pilar na laje, originada pelas elevadas tensões resultantes dos esforços provocados pelas acções gravíticas e/ou pela interacção destes com os momentos flectores transmitidos

pela laje ao pilar. O punçoamento está associado a um modo de rotura frágil e sem possibilidade de redistribuição de esforços. Desta forma, a sua ocorrência pode levar ao aumento dos esforços nos pilares adjacentes, provocando a colapso total dessa laje, que por sua vez, pode conduzir ao colapso progressivo de toda a estrutura.

Actualmente, é muito frequente o recurso a estruturas em lajes fungiformes mesmo em edifícios pequenos. Com a generalização deste sistema estrutural, maior é o número de casos em que surgem problemas estruturais, em grande parte relacionados com o punçoamento. Estes problemas podem estar associados ao incumprimento do projecto de estabilidade, nomeadamente no que diz respeito à dimensão dos pilares, espessura da laje ou aplicação de betão de menor qualidade, à não verificação ou verificação deficiente do estado limite último de punçoamento, ou pode tão simplesmente, ser alterado o uso definido para o edifício, estando sujeito a acções para as quais não foi dimensionado.

Dessa forma, foram desenvolvidas diversas técnicas de reforço ao punçoamento, que podem passar pela colocação de um capitel metálico ou de betão, pelo aumento da secção do pilar ou da espessura da laje, pela utilização de pós-tensão ou compósitos FRP ou ainda a colocação de armadura transversal pós-instalada. Cada uma das técnicas enumeradas apresenta as suas vantagens e desvantagens.

A técnica de reforço ao punçoamento com a colocação de armadura transversal pós-instalada já foi alvo de estudos por parte de alguns autores, revelando-se um método de reforço muito eficiente, tendo como aspectos positivos a rapidez de execução, o baixo custo associado e a facilidade de intervenção. Como aspecto negativo, salienta-se o facto da dificuldade de dissimulação das placas de ancoragem.

1.2 OBJECTIVOS

O desenvolvimento deste trabalho vem na continuação dos estudos desenvolvidos por Ramos [26, 28], Duarte [5, 6] e Luís [20, 21]. Estes autores estudaram experimentalmente o comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes reforçadas com a colocação de parafusos transversais, fazendo variar alguns dos factores intervenientes, tais como, o tipo de acção, o diâmetro dos parafusos e a força de pré-esforço inicial nos parafusos.

Em todos os ensaios realizados, para proceder à ancoragem das extremidades dos parafusos, os autores recorreram a chapas de aço de grandes dimensões, colocadas à

face da laje. Desta forma, numa situação real de reforço, seria necessário proceder a trabalhos suplementares para camuflar as placas de ancoragem, o que poderia passar, por exemplo, pela colocação de uma nova camada de regularização na face superior da laje e pela colocação de um tecto falso na face inferior. Para além dos custos monetários associados haveria a redução, ainda que ligeira, do pé direito livre e o aumento do tempo necessário para realizar o reforço.

Este trabalho surgiu da necessidade de averiguar experimentalmente o efeito da área de ancoragem e do seu posicionamento, no comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes reforçadas com parafusos.

Para isso foram ensaiados sete modelos experimentais, sendo que num deles não se realizou qualquer operação de reforço e em dois modelos foram usadas chapas de ancoragem de grandes dimensões. Nos restantes quatro foram utilizadas chapas de ancoragem de pequenas dimensões, mas em dois modelos as chapas foram colocadas à face da laje e nos restantes as chapas de ancoragem foram colocadas embutidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal.

Pretendeu-se com este estudo, verificar de que forma, a eficiência do reforço com parafusos transversais ancorados com chapas de aço de pequenas dimensões e embutidas no betão, é afectada em relação à técnica de reforço original, onde se utilizaram placas de ancoragem de grandes dimensões.

1.3 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Apresenta-se em seguida a organização desta dissertação, que é constituída por quatro capítulos, incluindo a introdução e as conclusões finais.

No segundo capítulo é apresentado o estado do conhecimento actual do problema. Inicia-se pela breve apresentação de alguns dos acidentes que ocorreram nos últimos anos em edifícios com lajes do tipo fungiforme. De seguida é descrito sucintamente o mecanismo de rotura ao punçoamento e são abordadas sumariamente, várias técnicas possíveis e mais correntemente utilizadas, na reparação e/ou reforço ao punçoamento de lajes fungiformes. Apresentam-se de forma resumida alguns ensaios experimentais realizados por outros autores, com o objectivo de estudar o problema da rotura ao punçoamento em lajes fungiformes reforçadas com parafusos. Por fim, são referidas normas que abordam este assunto, apresentando-se a respectiva metodologia de cálculo.

No capítulo 3 é apresentada a campanha experimental realizada, para o estudo do comportamento ao punçoamento de lajes fungiformes reforçadas com parafusos, fazendo-se a variação da área de ancoragem e do seu posicionamento. Os modelos ensaiados, pretendem simular de forma aproximada, a zona junto a um pilar centrado, limitada pelas linhas de momento nulo, provocadas pela acção gravítica. Estes foram inicialmente, sujeitos a cerca de 60 % da carga de rotura obtida no modelo não reforçado, de forma a simular o estado fendilhado e consequente rigidez, de uma laje a necessitar de reforço ao punçoamento. De seguida procedeu-se ao reforço, com a introdução de 16 parafusos colocados transversalmente à laje, dispostos em duas camadas em torno do pilar. Posteriormente, foi aplicado o carregamento vertical até se atingir a rotura por punçoamento.

Durante os ensaios, foi registada informação que permitiu a análise do efeito dos vários factores em foco, nomeadamente, a evolução dos deslocamentos verticais, a capacidade de carga, a evolução da extensão na armadura longitudinal superior e a evolução da força nos parafusos de reforço.

Por último, no capítulo 4, é efectuado um resumo geral desta dissertação, expondo-se as principais conclusões derivadas do trabalho de investigação levado a cabo. São também apresentadas sugestões para futuras investigações.

Capítulo 2

ESTADO ACTUAL DO PROBLEMA

2.1 INTRODUÇÃO

A ocorrência de alguns acidentes nos últimos anos, em edifícios com lajes do tipo fungiforme, originou um aumento significativo da investigação com o objectivo de estudar e compreender o fenómeno da rotura por punçoamento.

Em 1971, dois terços de um edifício de 16 pisos ainda em construção na 2000 Commonwealth Avenue, Boston, desabou. Segundo King et al [18] a origem deste acidente resultou da falta de resistência ao punçoamento junto a um dos pilares que apoiava a laje de cobertura (pilar E5, Figura 2.1). A ruína dessa laje levou ao aumento da solicitação dos pilares adjacentes e da carga na laje inferior. Cerca de 20 minutos bastaram para o edifício entrar em colapso progressivo, resultando deste acidente 4 mortos (Figura 2.2).

Na localidade de Cocoa Beach, Flórida, em 1981, um conjunto de cinco edifícios residenciais em laje fungiforme, que estavam ainda em fase de construção entrou em colapso progressivo, matando 11 pessoas e ferindo 23 [4, 12] (Figura 2.3). Nas investigações desenvolvidas descobriu-se que não teria sido efectuada nenhuma verificação da resistência aos esforços de punçoamento e a espessura da laje era de 20 cm, quando para cumprir os regulamentos em vigor na época teria de ter 28 cm de espessura. Estes dois factores conjugados conduziram ao colapso total da estrutura.

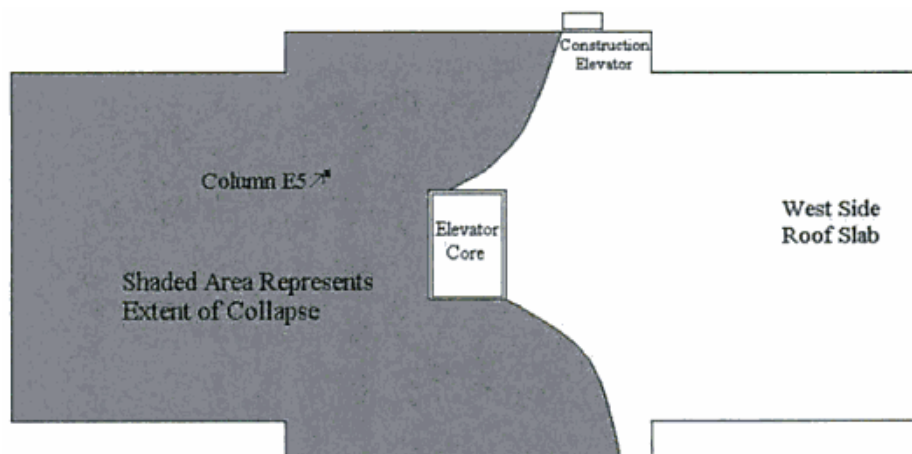


Figura 2.1 – Extensão do colapso do edifício na 2000 Commonwealth Avenue [18]



Figura 2.2 – Destroços de betão e madeira do colapso do edifício na 2000 Commonwealth Avenue [18]



Figura 2.3 – Destroços de edifícios em Cocoa Beach depois de colapso total [12]

Um dos mais graves acidentes registados ocorreu em Seul, Coreia do Sul, em 1995 [9, 13]. A laje do quinto piso do Sampoong Department Store entrou em rotura levando ao colapso de todo o edifício (Figura 2.4). Segundo investigações realizadas após o acidente, um elevado conjunto de factores contribuiu para o colapso do edifício. Projectado e construído em 1989 com 4 pisos, veio a ser acrescentado um quinto piso onde iria funcionar uma pista de patinagem no gelo, mas por razões comerciais acabou por servir para restauração. A instalação na cobertura dos equipamentos de arrefecimento e a sua movimentação inadequada e a redução da secção de alguns pilares para a instalação de escadas rolantes, foram factores que também contribuíram para o acidente. Para além destas anomalias, concluiu-se através das investigações após o acidente, que o projecto inicial para o edifício de 4 pisos, não teria sido respeitado, nomeadamente a secção dos pilares, a espessura da laje e quantidades de armadura. Este acidente causou a morte de cerca de 500 pessoas e deu origem a elevadíssimos danos materiais, tendo o seu custo sido avaliado como sendo da ordem dos 216 milhões de dólares americanos.



Figura 2.4 – Sampoong Department Store após colapso total [13]

No ano de 1997, em Wolverhampton, o Pipers Row Car Park construído em 1965, teve o colapso parcial da laje de último piso [31] (Figura 2.5). Algumas das causas apontadas para este acidente são o baixo recobrimento da armadura da laje que levou à sua corrosão, a aplicação de betão de fraca qualidade e baixa homogeneidade e ainda a redução da espessura da laje. Felizmente, o acidente ocorreu durante a noite, não havendo assim perda de vidas humanas a lamentar.

A ocorrência de alguns acidentes suscita a necessidade de encontrar formas de diminuir a probabilidade destes acontecerem, levando ao desenvolvimento de técnicas de reparação e/ou reforço aplicáveis a este tipo de estruturas.



Figura 2.5 – Colapso parcial da laje do Pipers Row Car Park [31]

Os primeiros passos no estudo e compreensão do problema do punçoamento foram dados por Talbot [30] em 1913. Para o efeito foram ensaiadas 197 modelos de elementos de fundação, onde foram aplicados vários métodos de pormenorização de armaduras e, levados à rotura pela aplicação de punçoamento centrado.

Em 1974, Ghali, Sargious e Huizer [10] realizaram aquele que se julga ser o primeiro trabalho de investigação no âmbito do reforço de lajes fungiformes, através da colocação de armadura transversal pós-instalada. Desde então alguns autores realizaram ensaios com este tipo de reforço, introduzindo algumas variantes.

Neste capítulo é abordado o mecanismo de rotura ao punçoamento, sucedendo-se uma breve descrição aos métodos de reforço de lajes ao punçoamento. Seguidamente é feita uma referência e sumária exposição, aos ensaios experimentais realizados para o estudo do comportamento de lajes fungiformes reforçadas com armadura transversal pós-instalada. Apresentam-se algumas recomendações e as diferentes formas como as normas tratam o problema.

2.2 MECANISMO DE ROTURA AO PUNÇOAMENTO

A rotura por punçoamento está associada à aplicação de cargas concentradas a elementos, que geralmente apresentam pequenas dimensões na direcção da sua aplicação. Estas condições verificam-se no caso das lajes fungiformes, onde a transferência de forças e momentos entre a laje e o pilar provocam elevadas tensões junto a este, devido às quais se inicia um processo de fendilhação, que pode conduzir à rotura da laje por punçoamento.

A rotura por punçoamento é do tipo frágil, e que apesar de ser inicialmente uma rotura local, pode dar início a um colapso progressivo, levando à ruína total da estrutura, uma vez que a perda de um ponto de apoio leva ao aumento de esforços nos apoios vizinhos. Na rotura por punçoamento, normalmente, verifica-se um tronco de pirâmide adjacente ao pilar que se desliga da restante laje.

A capacidade resistente ao punçoamento de uma laje fungiforme depende principalmente da geometria do pilar ou da área carregada, da espessura da laje, da resistência do betão, da quantidade de armadura de flexão, da existência de armadura específica de punçoamento e do facto da laje ser ou não pré-esforçada. Condicionam ainda a resistência ao punçoamento, a existência de cargas excêntricas, a existência de aberturas na laje próximas do pilar e a localização do pilar (pilar de bordo, pilar de canto ou pilar interior).

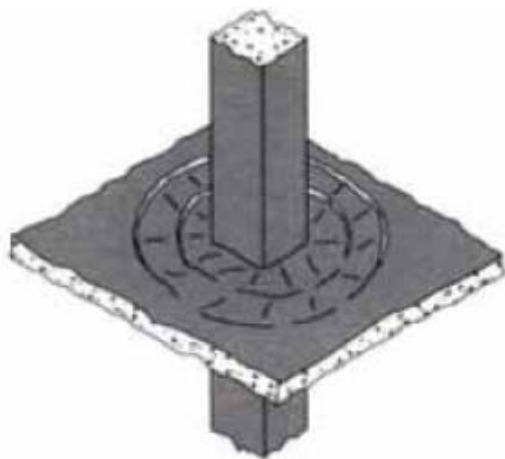


Figura 2.6 – Esquema da fendilhação numa laje de betão armado sujeita a punçoamento [27]

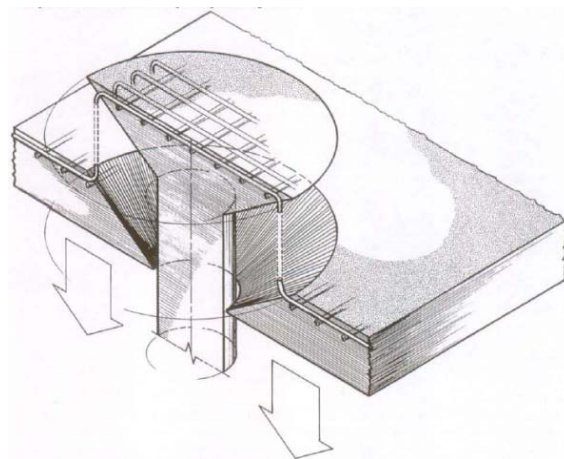


Figura 2.7 – Esquema da rotura ao punçoamento de uma laje de betão armado [24]

2.3 TÉCNICAS DE REFORÇO AO PUNÇOAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES

Seguidamente serão abordadas sumariamente várias técnicas possíveis e mais correntemente utilizadas na reparação e/ou reforço ao punçoamento de lajes fungiformes.

2.3.1 Reposição do betão

O reforço através desta técnica consiste na remoção do betão existente danificado e colocação de betão novo, com iguais ou melhores características das do betão inicial.

Para aplicar este método é recomendável retirar todo o betão existente entre o pilar e um contorno, situado entre 3 a 4 vezes a altura útil da laje. A eficácia desta solução depende da ligação entre o betão novo e o existente, do tipo de betão colocado, do modo da sua aplicação e da cura.

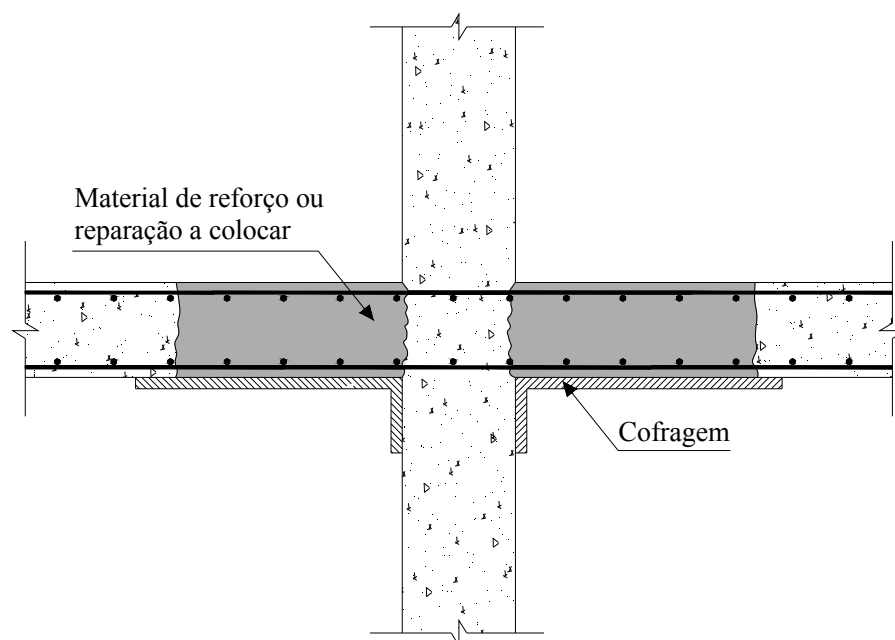


Figura 2.8 – Esquema de reforço ao punçoamento por reposição do betão

Para além da utilização do betão correntemente utilizado no caso de se pretender repor o estado inicial, pode-se recorrer a betões de alto desempenho ou ainda a betões com a adição de fibras de aço, de forma a aumentar a capacidade resistente ao punçoamento.

No entanto a utilização de betões com alta resistência pode prejudicar o mecanismo de interbloqueamento de agregados, diminuindo assim a força de atrito entre os inertes na fenda. Esta situação deve-se à grande resistência da pasta ligante, que provoca superfícies lisas que cortam os agregados, ao invés do comportamento registado nos betões normais em que as fendas contornam os agregados, pois estes apresentam maior resistência que a pasta ligante.

A adição de fibras de aço traz essencialmente vantagens no controlo da fendilhação e aumento de ductilidade. As fibras proporcionam uma melhor distribuição da fendilhação e aumentam a aderência da armadura ordinária longitudinal, diminuindo assim a abertura de fendas na zona de transferência das forças de aderência.

2.3.2 Espessamento da laje

Esta técnica baseia-se na aplicação na superfície superior da laje de uma camada complementar de betão, conseguindo-se assim o aumento da altura útil da laje e consequentemente, o aumento da resistência ao punçoamento e à flexão.

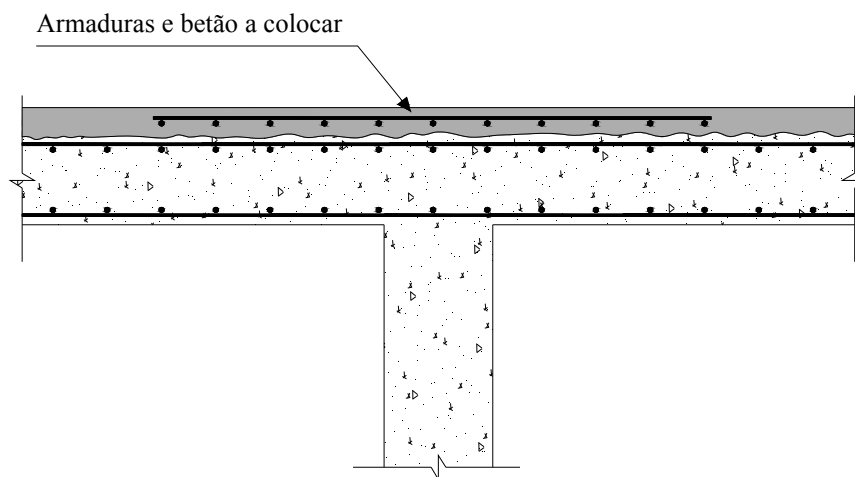


Figura 2.9 – Esquema de reforço ao punçoamento por espessamento da laje

A eficácia desta solução depende da preparação cuidadosa da superfície de betão velho, da sua cura e das características do material utilizado na camada complementar, nomeadamente a sua retracção. A superfície de ligação entre a camada de betão adicionada e o betão existente deve garantir um comportamento monolítico. Pode-se recorrer a conectores mecânicos ou a técnicas de colagem para aumentar o mecanismo de atrito entre as duas camadas.

Este sistema de reforço caracteriza-se por ser de fácil e rápida execução e só necessitar de matérias correntemente utilizados na construção civil. Contudo, o espessamento da laje aumenta o seu peso próprio, contribuindo para o aumento das cargas actuaes que provocam punçoamento. Este incremento de cargas permanentes poderá originar a necessidade adicional de reforço de outros elementos estruturais, nomeadamente pilares e fundações.

2.3.3 Adição de capitel metálico

A colocação de elementos metálicos é uma alternativa para reforço ao punçoamento. Estes podem ser chapas ou perfis, e a sua colocação aumenta o perímetro de punçoamento. A sua fixação pode ser realizada por colagem com resina epoxídica e buchas metálicas de expansão mecânica. Antes de se proceder à colagem, a superfície

de betão deve ser preparada criteriosamente de forma a garantir uma boa aderência. O preenchimento do espaçamento entre o capitel metálico e a superfície inferior da laje é essencial, para que este seja solicitado desde o início do carregamento.



Figura 2.10 – Capitel metálico circular produzido com chapas soldadas [2]



Figura 2.11 – Capitel metálico em pilar rectangular executado com perfis metálicos [25]

2.3.4 Colocação de armadura transversal pós-instalada

Este é o método sobre o qual incide este trabalho. A armadura transversal colocada junto das faces do pilar, contribui para retardar ou evitar a rotação e alargamento da fenda inclinada, que leva à formação da superfície de rotura por punçoamento.

Quando o betão da laje existente apresenta boa qualidade e as armaduras transversais são insuficientes ou inexistentes, é possível a colocação de armadura transversal pós-instalada com o objectivo de aumentar a resistência ao punçoamento e a ductilidade da ligação pilar-laje. A armadura transversal pós-instalada pode ser ou não pré-esforçada. Esta é uma solução que apresenta baixos custos, rápida execução e grande eficiência, contudo as chapas de ancoragem normalmente utilizadas provocam algum impacto estético (Figura 2.12).

Na secção seguinte serão abordados os trabalhos experimentais que alguns autores realizaram para o estudo deste sistema.

2.3.5 Aumento da secção do pilar

Com o aumento das dimensões transversais do pilar obtém-se igualmente um acréscimo de resistência ao punçoamento. De facto passa a existir uma área de aplicação de cargas concentradas maior, com maior perímetro de punçoamento.

Para o reforço ao punçoamento através do aumento da secção do pilar, é recomendável proceder à limpeza do betão existente através do uso de um jacto abrasivo, de forma a que a ligação entre o betão existente e o betão novo, garanta um comportamento monolítico. Após a preparação da superfície procede-se à adição de uma armadura suplementar e de uma camada de betão que envolve a secção inicial e na qual ficam inseridas as novas armaduras.



Figura 2.12 – Reforço com a introdução de armadura transversal pós-instalada e aumento da secção do pilar [19]

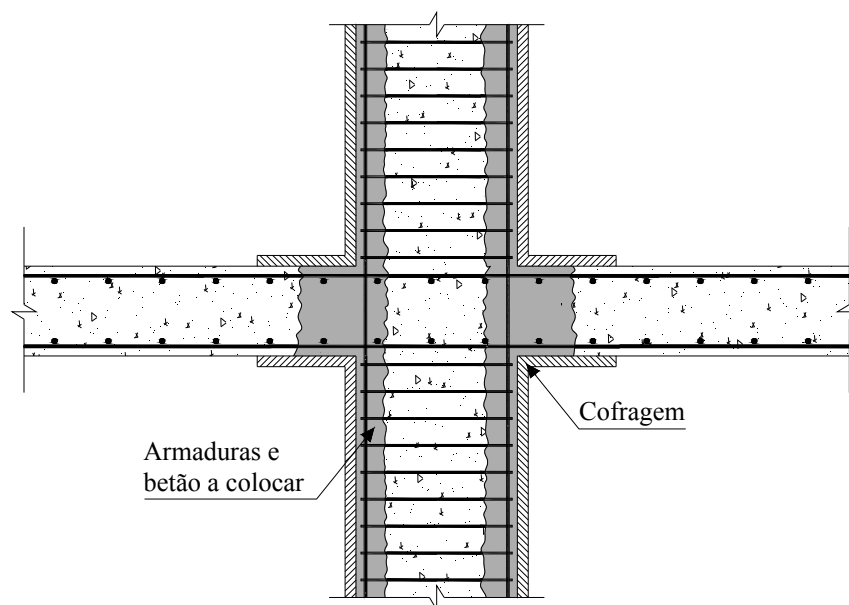


Figura 2.13 – Esquema de reforço ao punçoamento por aumento da secção do pilar

2.3.6 Adição de capitel de betão

A colocação de uma nova camada de betão por baixo da laje fungiforme, formando um capitel, aumenta a altura útil na zona de punçoamento, promovendo o aumento da sua resistência. A construção do capitel pode ser realizada utilizando a técnica do betão projectado ou recorrendo a uma cofragem e usando a técnica da betonagem tradicional.

Para garantir o correcto funcionamento deste sistema de reforço, é necessário proceder à escarificação das faces do pilar junto à superfície inferior da laje, na zona a colocar o capitel, até se atingir as armaduras longitudinais. De forma a acautelar a boa ligação entre os betões de diferentes idades, pode-se recorrer a um elemento promotor de aderência à superfície do betão. O sucesso desta técnica depende fortemente da qualidade desta ligação.

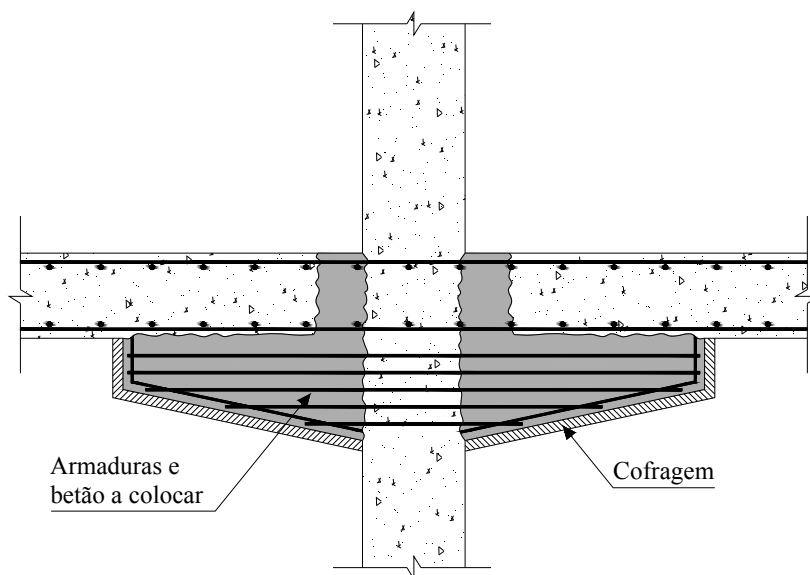


Figura 2.14 – Esquema de reforço ao punçoamento através da adição de capitel em betão



Figura 2.15 – Reforço da laje ao punçoamento com capitéis em betão armado [19]

2.3.7 Utilização de FRP

Os compósitos FRP (fiber reinforced polymers) apresentam elevada resistência à tracção e são formados pelo embebimento de fibras com um adesivo. As fibras mais frequentemente usadas são as de carbono, vidro e aramida, enquanto os adesivos são os com base epóxi, poliéster e viniléster.

O uso de compósitos de FRP como técnica de reforço ao punçoamento, passa pela sua aplicação através de colagem na face superior da laje, junto ao pilar. Este reforço vai retardar ou até mesmo evitar, a fendilhação que leva à formação do cone de punçoamento e simultaneamente aumentar a resistência à flexão.

2.3.8 Utilização de pós-tensão

Num trabalho de investigação em curso do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa realizado por Faria [8], estudou-se uma técnica de reforço de lajes na zona da ligação pilar-laje, através da introdução de pós-tensão usando ancoragens por aderência.

O sistema de reforço consiste na furação da laje de betão (Figura 2.16 (a)), introdução dos cordões de pré-esforço nos furos (Figura 2.16 (b)), tensionamento dos mesmos com o auxílio de ancoragens provisórias (Figura 2.16 (c)), injeção dos furos com um agente de aderência (Figura 2.16 (d)) e por fim a libertação das ancoragens provisórias e transferência das forças de pré-esforço para o betão por aderência (Figura 2.16 (e)). Na Figura 2.16 (f) está representada uma vista superior do aspecto do reforço na sua vertente unidireccional. Importa referir que este reforço pode também ser realizado bidireccionalmente e usando vários cordões em cada um dos lados do pilar, por forma a aumentar a sua eficiência.

As principais vantagens deste sistema de reforço são a sua economia uma vez que dispensa o uso de ancoragens definitivas, a sua facilidade de instalação, a não alteração da estética e não utilização do espaço útil disponível. Além disso, o facto das tensões na zona de ancoragem serem transferidas gradualmente ao longo do comprimento de transferência, leva a que não exista concentração de tensões junto às ancoragens, tal como acontece no sistema tradicional de reforço com pré-esforço.

Este sistema actua simultaneamente em termos de reforço da resistência ao punçoamento e flexão, além de que reduz deformações e fendilhação existente.

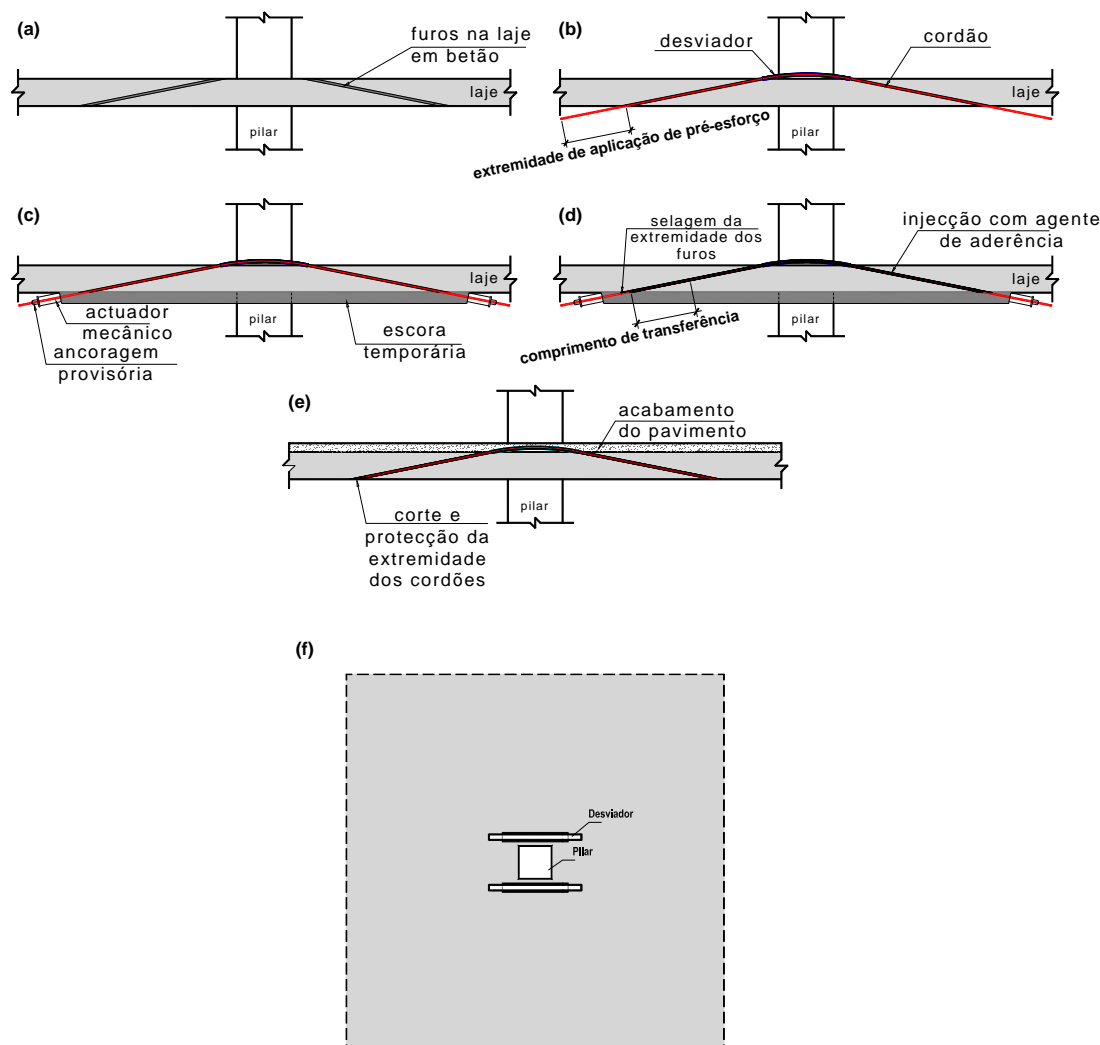


Figura 2.16 – Esquema de reforço ao punçoamento por utilização de pós-tensão [8]

O autor concluiu que a reforço das lajes com introdução de pós-tensão usando ancoragens por aderência, permitiu aumentar a capacidade de carga ao punçoamento até 52 % e diminuir a deformação até 70 %, quando comparado com o modelo não reforçado. Além disso, o uso desta técnica proporcionou a redução das extensões da armadura longitudinal até 80 %.

2.4 ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Desde 1974, data em que se realizaram os primeiros ensaios de lajes fungiformes reforçadas ao punçoamento, com a técnica da colocação de armadura transversal pós-instalada, o conhecimento nesta área evoluiu significativamente devido à investigação realizada por diversos autores.

Expõem-se de seguida por ordem cronológica, os ensaios experimentais realizados e publicados até hoje.

2.4.1 Ghali, Sargious e Huizer (1974)

Ghali, Sargious e Huizer [10] realizaram ensaios em modelos de lajes fungiformes reforçadas através da introdução de parafusos verticais pré-esforçados, colocados transversalmente junto ao pilar. Com estes ensaios os autores verificaram que este reforço pode retardar, ou mesmo evitar, a rotação e a abertura da fenda inclinada necessária para formar a superfície de rotura, podendo conduzir a um substancial incremento na resistência das lajes ao punçoamento. Os modelos reforçados apresentaram incrementos de cargas últimas de 67 % a 92 % em relação ao modelo similar de referência, não reforçado.

A superfície de rotura nos modelos sem armadura específica de punçoamento e sem reforço transversal, interceptou a face em compressão junto ao pilar, enquanto nos modelos com reforço transversal, essa superfície interceptou a face em compressão fora das placas de ancoragem dos parafusos, observando-se uma superfície mais plana.

Para além do incremento na carga de rotura ao punçoamento, com este reforço, os modelos aumentaram a sua ductilidade, admitindo maiores deformações antes de ocorrer a rotura (Figura 2.17). Esta é uma característica importante na ligação pilar-laje, para um melhor comportamento a acções dinâmicas, nomeadamente ao sismo.

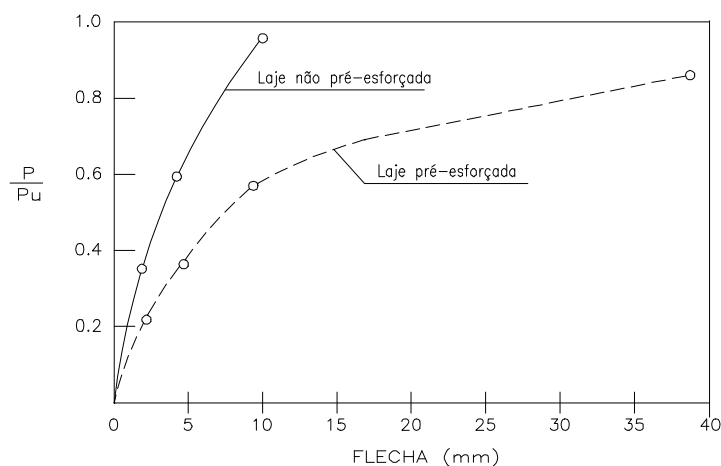


Figura 2.17 – Evolução da flecha com a carga [26]

2.4.2 Ramos (1995)

Ramos [26] ensaiou dois modelos de lajes fungiformes maciças com dimensões de $2.0 \times 2.0 \text{ m}^2$ em planta e 0.10 m de espessura, reforçados ao punçoamento com parafusos pré-esforçados que atravessam toda a espessura da laje. Com o objectivo de distribuir a força de pré-esforço, foram colocadas placas metálicas de ancoragem nas superfícies superior e inferior. O elemento de aplicação da força ao modelo consistiu numa placa de aço com dimensões de $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$. A armadura longitudinal superior é constituída por uma malha quadrada $\text{Ø}10/0.075 \text{ m}$ e a armadura longitudinal inferior por uma malha quadrada $\text{Ø}6/0.20 \text{ m}$.

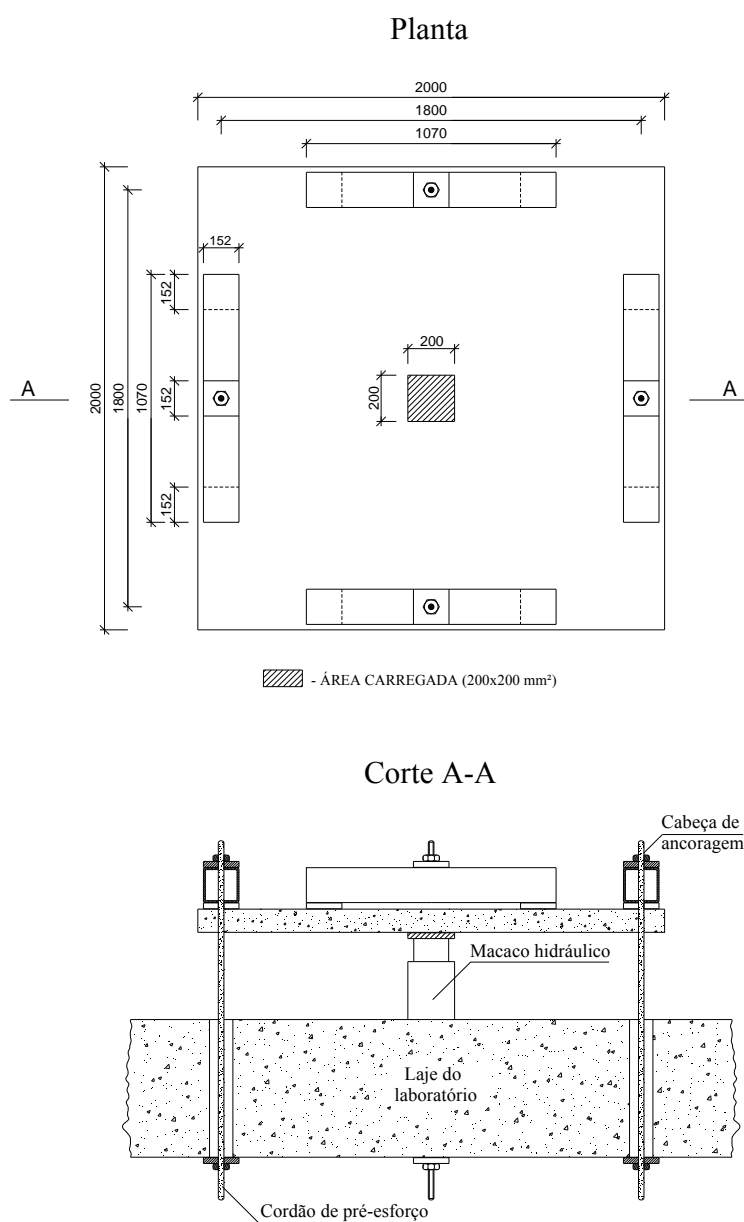


Figura 2.18 – Esquema de ensaio e geometria dos modelos PR1 e PR2

Os modelos foram carregados até se atingir a força correspondente a cerca de 70 % da carga de rotura prevista sem reforço (146 kN). A primeira fenda foi visível para uma carga vertical de cerca de 80 kN em ambos os modelos. Após a descarga da laje, no modelo PR1 foi necessário efectuar a furação vertical para a colocação dos parafusos, enquanto no modelo PR2 foram previstos negativos aquando da betonagem.

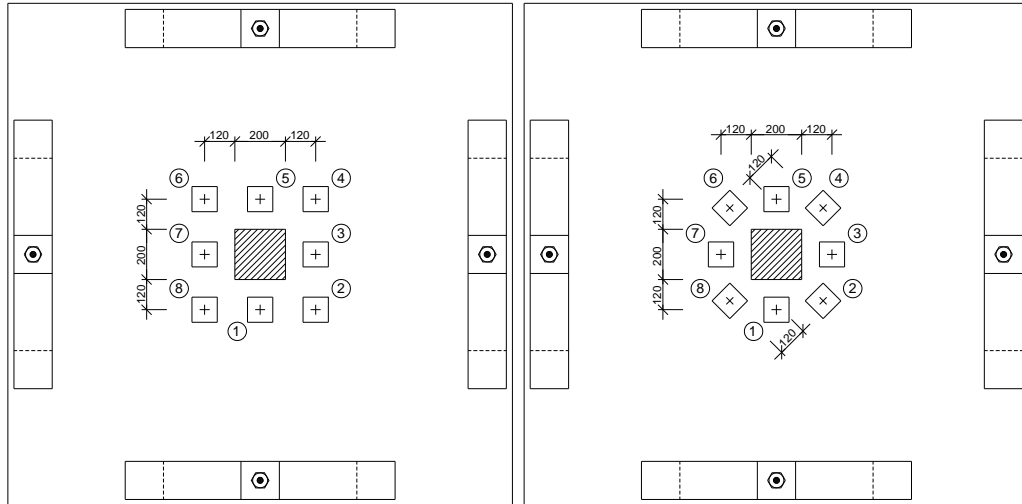


Figura 2.19 – Disposição do reforço nos modelos PR1 e PR2, respectivamente

Os modelos foram reforçados com a adição de uma camada de 8 parafusos em torno do pilar e a aplicação de uma força de pré-esforço de 5 kN e 15 kN, no modelo PR1 e PR2, respectivamente.

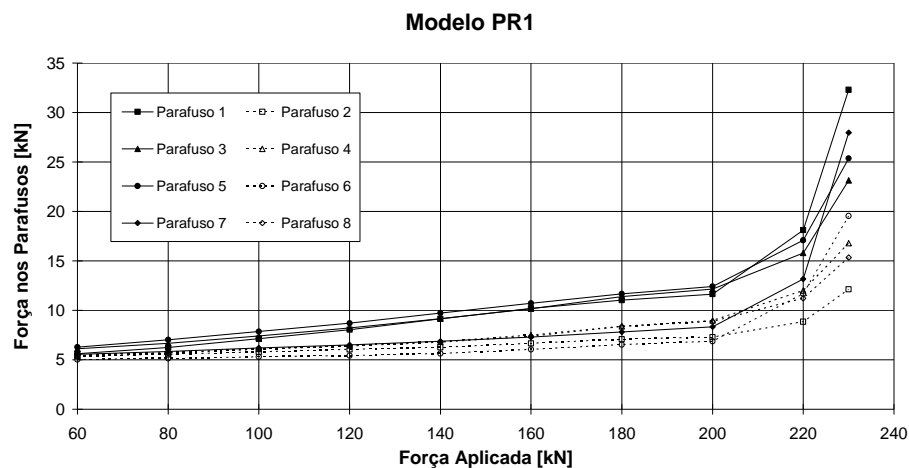


Figura 2.20 – Evolução da força nos parafusos do modelo PR1

Pela análise de resultados recolhidos durante o ensaio à rotura por punção, o autor constatou que no modelo PR1 os parafusos não foram igualmente solicitados (Figura 2.20). Os parafusos que se encontravam a meio dos lados (parafusos 1, 3, 5 e 7 da Figura 2.19) foram mais solicitados que os dos cantos, por se encontrarem mais

próximos do contorno do pilar. A diferença foi tal, que para a carga de 230 kN, a força no parafuso menos esforçado é cerca de 37 % do mais esforçado. Esta situação provocou a cedência na rotura de 3 dos 4 parafusos do meio dos lados do pilar.

Com o objectivo de otimizar o funcionamento deste reforço, no modelo PR2, o autor optou por aproximar os parafusos de canto do contorno do pilar. Com esta alteração verificou-se o aumento de uniformidade na solicitação dos parafusos (Figura 2.21), registando-se para a carga de 250 kN, que a força no parafuso menos esforçado é cerca de 77 % da força do parafuso mais esforçado. Neste modelo nenhum dos parafusos entrou em cedência.

Em ambos os modelos, para patamares de carga iniciais, a força nos parafusos manteve-se sensivelmente constante. O valor da força nos parafusos aumenta quando a carga aplicada se aproxima da resistência última ao punçoamento das lajes sem reforço (cerca de 210 kN).

No modelo PR1 a superfície de rotura passou internamente aos parafusos, e a sua inclinação com o plano da laje foi cerca de 40°. No modelo PR2, a superfície de rotura passou a ser exterior ao perímetro dos parafusos, intersectando a face em compressão fora das placas de ancoragem. A sua inclinação com o plano da laje foi cerca de 28°.

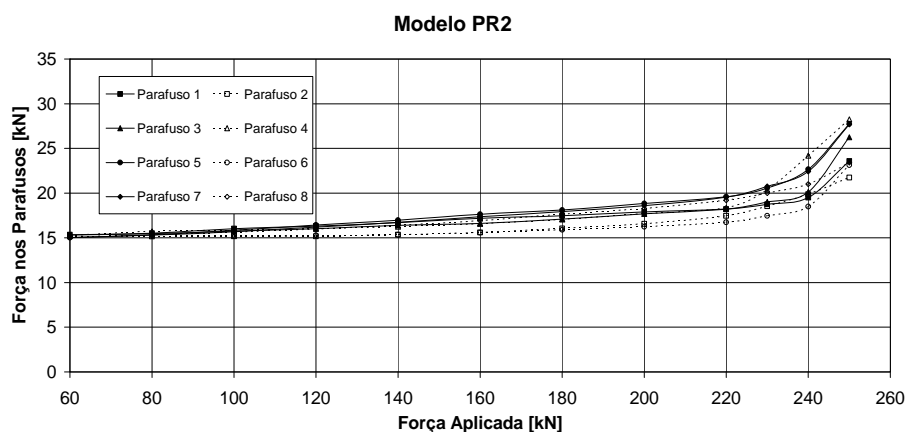


Figura 2.21 – Evolução da força nos parafusos do modelo PR2

Segundo o autor, no modelo PR1, a rotura foi condicionada pelo valor da força de pré-esforço introduzida pelos parafusos e a rotura dos parafusos ocorreu após a rotura por punçoamento (pós colapso). No modelo PR2, o valor mais elevado de pré-esforço levou a que a rotura se desse por fora da zona de influência deste. O autor concluiu ainda que no segundo modelo (PR2), a rotura por punçoamento foi influenciada pela cedência das armaduras de flexão, caso contrário, o valor da resistência ao punçoamento seria mais elevado.

Neste estudo, os modelos reforçados com parafusos pré-esforçados conduziram a um aumento de resistência médio de 21 e 25 %, nos modelos PR1 e PR2, respectivamente, quando comparado com a resistência prevista sem reforço.

2.4.3 Menétrey e Brühwiler (1996)

Menétrey e Brühwiler [22] ensaiaram seis modelos de laje fungiforme maciça, com o objectivo de estudar o comportamento ao punçoamento, com a variação do pré-esforço nos parafusos e o efeito da injeção com resinas entre os parafusos e a laje, ao longo da sua espessura de forma a tornar o reforço aderente.

Os modelos utilizados eram octogonais com 1.20 m de diâmetro e 0.12 m de espessura. A percentagem da armadura longitudinal na face traccionada foi de 0.94 % em ambas as direcções e o recobrimento da armadura mais próxima da face da laje foi 5 mm (Figura 2.22). No ensaio, os modelos foram apoiados lateralmente em perfis metálicos RHS, afastados 1.10 m entre eixos. A força foi aplicada através de uma chapa circular em aço com 0.12 m de diâmetro, que simulava um pilar centrado e circular.

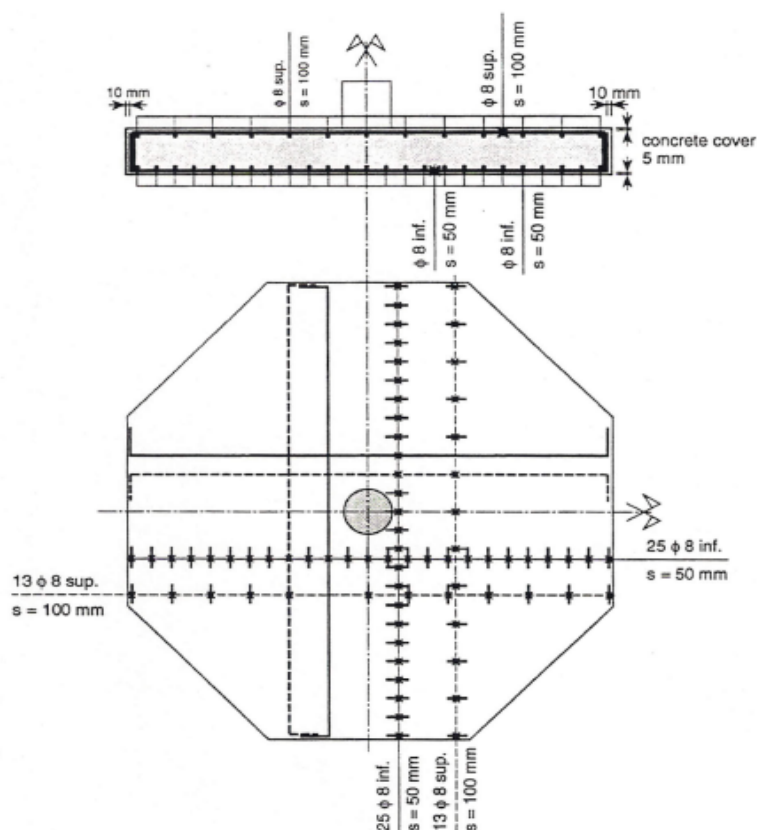


Figura 2.22 – Armadura longitudinal superior e inferior dos modelos

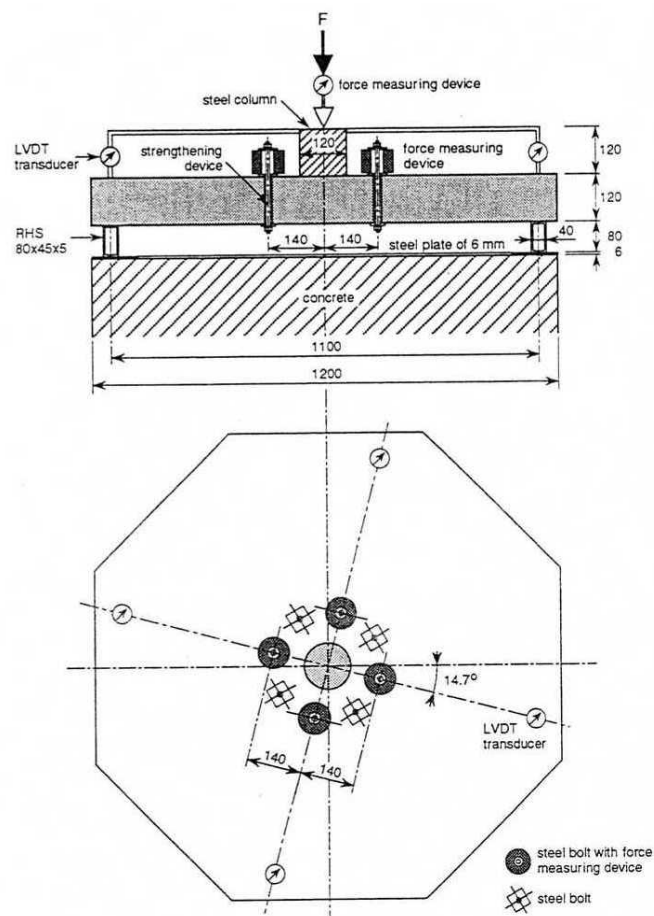


Figura 2.23 – Esquema de ensaio e disposição dos parafusos nos modelos ensaiados por Menétréy e Brühwiler

Procedeu-se ao reforço de cinco modelos, utilizando 8 parafusos M10, colocados radialmente afastados de 0.14 m do centro da laje (Figura 2.23). Os parafusos foram ancorados com chapas de aço com 5 mm. O Quadro 2.1 apresenta o resumo das variantes do reforço para cada modelo.

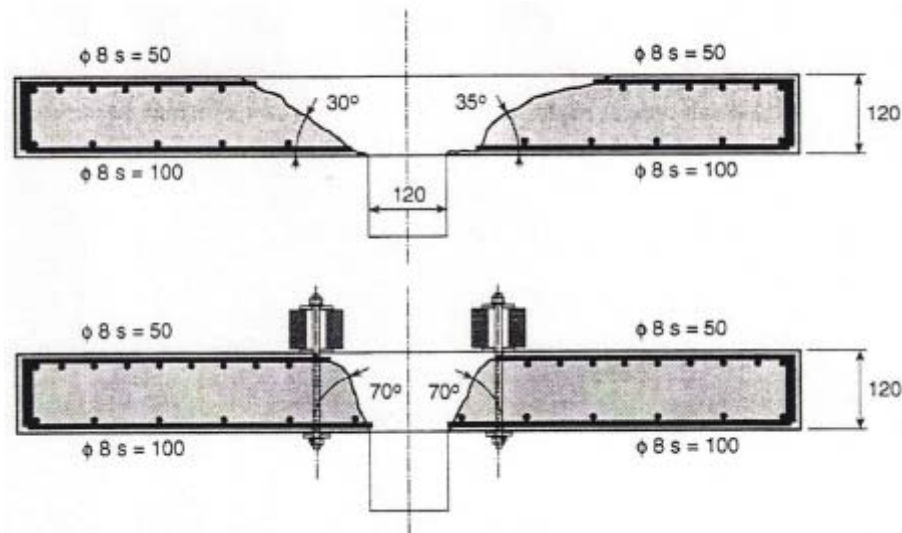
Quadro 2.1 – Resumo dos modelos realizados por Menétréy e Brühwiler

Modelo	Reforço	Força de Pré-esforço [kN]	Injecção
1	Sem reforço	-	-
2	8 parafusos Ø 10 mm	Força de ajuste	Sem injecção
3	8 parafusos Ø 10 mm	$P_0 = 35.3$	Sem injecção
4	8 parafusos Ø 10 mm	Força de ajuste	Resina epoxi
5	8 parafusos Ø 10 mm	$P_0 = 15.6$	Resina epoxi
6	8 parafusos Ø 10 mm	$P_0 = 35.4$	Resina epoxi

Quadro 2.2 – Resumo dos resultados dos ensaios de Menetréy e Brühwiler

Modelo	V_{exp} [kN]	Deslocamento vertical na rotura [mm]	Força máxima nos parafusos [kN]	Deslocamento vertical para a força máxima nos parafusos [mm]
1	280.1	4.20	-	-
2	359.4	9.89	34.39	11.95
3	375.2	9.56	37.25	12.15
4	367.6	10.06	14.42	11.59
5	361.1	9.70	20.64	11.78
6	383.0	9.06	37.04	11.09

Com a realização dos ensaios, os autores observaram que o cone de punção do modelo de referência, apresentou maior diâmetro que o dos modelos reforçados. A superfície de rotura nos modelos reforçados, formou-se entre o perímetro do pilar e o perímetro definido pelos parafusos. Enquanto no modelo de referência, a inclinação da superfície de rotura com a horizontal, foi de aproximadamente 30° , no modelo com maior valor de pré-esforço e injeção de resinas, registou-se uma inclinação próxima de 70° .

**Figura 2.24** – Superfície de rotura dos modelos 1 (sem reforço) e 6 (reforçado)

O modelo 6 foi o que apresentou melhor comportamento ao punção, conseguindo-se a menor deformação para carga da rotura e o maior aumento de capacidade resistente ao punção (37 %). A aplicação de maior pré-esforço nos parafusos conduziu, a um acréscimo de cerca 4 %, quando comparado com o modelo

com menos pré-esforço nos parafusos. Nos casos com maiores valores de pré-esforço transversal, a variação das forças instalados nos parafusos foi pequena.

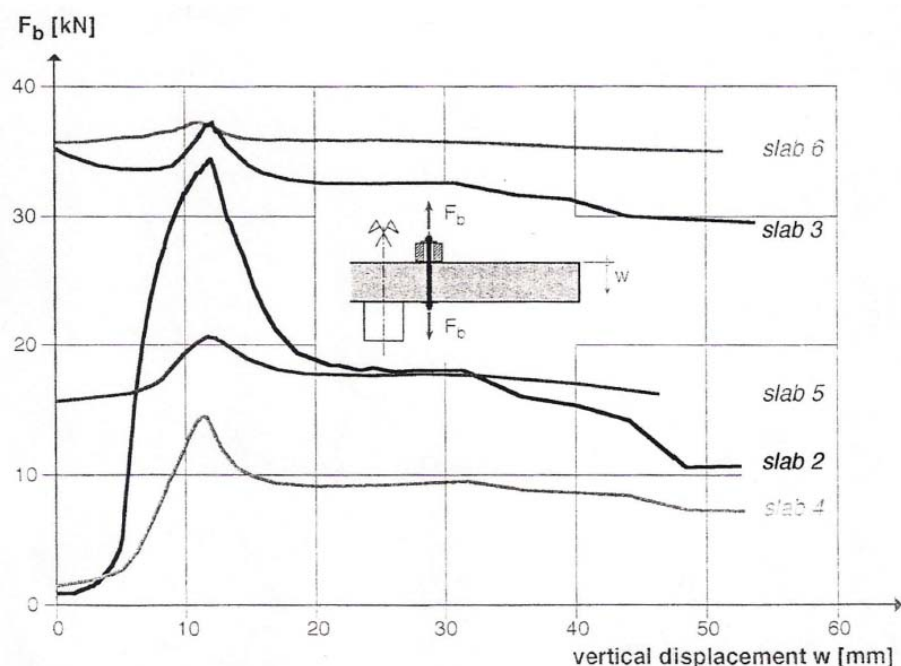


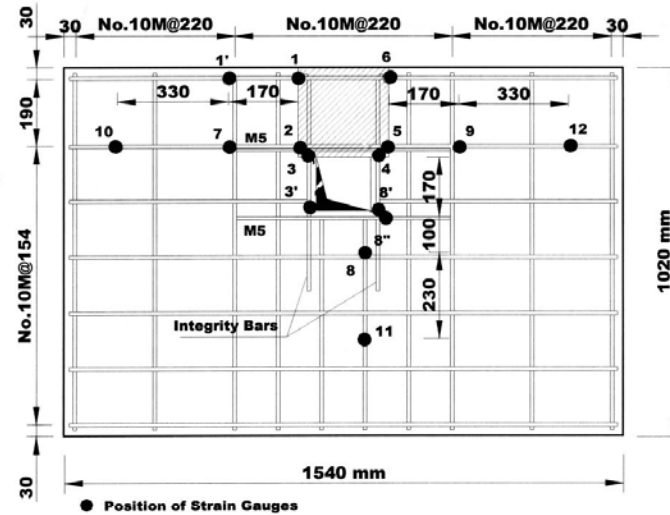
Figura 2.25 – Comparação entre a força no parafuso e o deslocamento vertical

A injeção do espaço entre o parafuso e a laje, ao longo da sua espessura, proporcionou o aumento de capacidade resistente na ordem dos 2 %, independentemente da existência de pré-esforço. Os autores concluíram ainda que a força máxima registada nos parafusos com injeção é menor, e apresentam a vantagem de a resina que envolve o parafuso evitar a sua corrosão.

2.4.4 El-Salakawy, Soudki e Polak (2004)

El-Salakawy, Soudki e Polak [7], com o objectivo de estudar algumas técnicas de reforço ao punçoamento, ensaiaram sete modelos de laje fungiforme, reforçados com a utilização de GFRP (Glass Fiber Reinforcer Polymers), CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers) e GFRP em conjunto com parafusos colocados transversalmente.

Os modelos realizados pretendiam simular a zona da laje junto a um pilar de bordo e as suas dimensões em planta eram $1.54 \times 1.02 \text{ m}^2$. A espessura dos modelos era de 0.12 m e os pilares quadrados com dimensões de $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$. De forma a estudar a influência da existência de aberturas na laje, na zona próxima do pilar, três dos modelos apresentavam uma abertura quadrada junto dos mesmos. As dimensões da abertura era de $0.15 \times 0.15 \text{ m}^2$ e estava disposta com um dos lados paralelos ao lado do pilar.



(a) Tension Flexural Reinforcement

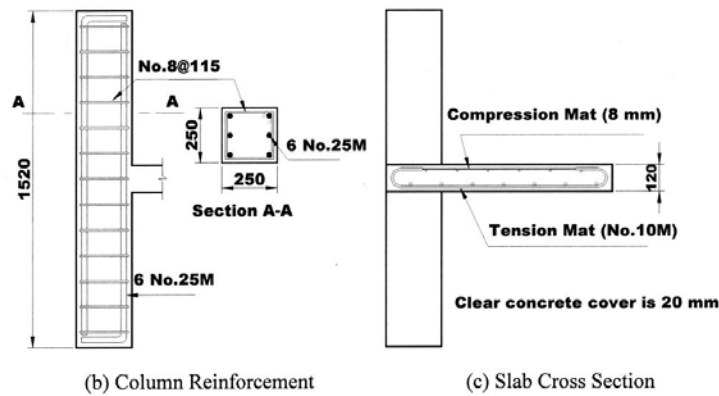


Figura 2.26 – Armadura de flexão e definição geométrica dos modelos realizados por El-Salakawy, Soudki e Polak

Os autores dividiram os vários modelos em três séries. A série 1 corresponde a dois modelos de referência, sem qualquer tipo de reforço, em que um deles apresenta abertura junto ao pilar e outro não. As séries 2 e 3 dizem respeito aos modelos reforçados, sem e com abertura junto do pilar, respectivamente. No Quadro 2.3 são apresentadas as características de cada modelo.

Os modelos sem abertura foram reforçados ao punçoamento através da aplicação de três técnicas distintas, a aplicação de GFRP, CFRP e GFRP em conjunto com três camadas de parafusos transversais colocados em torno do pilar. Nestes modelos as fibras apenas foram coladas na face superior, ou seja, na face sujeita a tensões de tracção.

Nos modelos com aberturas junto ao pilar, apenas se procedeu ao reforço através de duas técnicas, a aplicação de GFRP e a GFRP em conjunto com três camadas de parafusos transversais colocados em torno do pilar. Nestes casos as fibras de vidro foram coladas em ambas as faces.

Quadro 2.3 – Detalhes dos modelos de El Salakawy, Soudki e Polak

Série	Laje	f _{cm} (MPa)	Percentagem geométrica de armadura				Observações
			Perpendicular ao bordo livre		Paralela ao bordo livre		
			ρ	ρ _f	ρ	ρ _f	
I	XXX	33.0	0.75	N/A	0.45	N/A	Laje de referência, sem abertura
	SF0	31.5	0.75	N/A	0.45	N/A	Laje de referência, sem abertura
II	SX-GF	32.0	0.75	0.34	0.45	0.24	Uma camada em forma de L
	SX-CF	32.0	0.75	0.05	0.45	0.05	Uma camada em forma de L
	SX-GF-SB	40.2	0.75	0.34	0.45	0.24	Uma camada em forma de L e parafusos verticais
III	SH-GF	32.0	0.75	0.52	0.45	0.38	Duas camadas em forma de U
	SH-GF-SB	40.2	0.75	0.52	0.45	0.38	Duas camadas em forma de U e parafusos verticais

Nota: N/A = não aplicável; h=120 mm; b = 1540 ou 1020 mm; $\rho_f = (A_f/bh)$; SX – sem abertura; SH – com abertura, GF – fibras de vidro; CF – fibras de carbono; SB – parafusos verticais de reforço;

Nos modelos onde se realizou reforço transversal, foram colocados 5 parafusos em três camadas de forma circular dispostas em torno do pilar, afastadas $d/2$, $1.5d$ e $2.5d$ da face do pilar ($d=90$ mm). Nos modelos com abertura junto ao pilar houve necessidade de alterar a disposição de dois parafusos, ficando colocados à distância d da face do pilar e $d/2$ da abertura. Em todos os parafusos aplicou-se uma força de pré-esforço inicial correspondente a cerca de 40 % da sua força de cedência. Usaram-se placas circulares de 48 mm de diâmetro e 9.5 mm de espessura para fazer a ancoragem dos parafusos.

Com a realização dos ensaios, onde os modelos de lajes fungiformes foram levados à rotura, os autores observaram que a superfície de rotura das lajes reforçadas com GFRP e CFRP se formou aproximadamente à mesma distância das lajes de referência. Todos os modelos reforçados somente com FRP tiveram rotura por punçamento, enquanto que os modelos reforçados com a utilização conjunta de fibras de vidro e parafusos, obtiveram rotura por flexão.

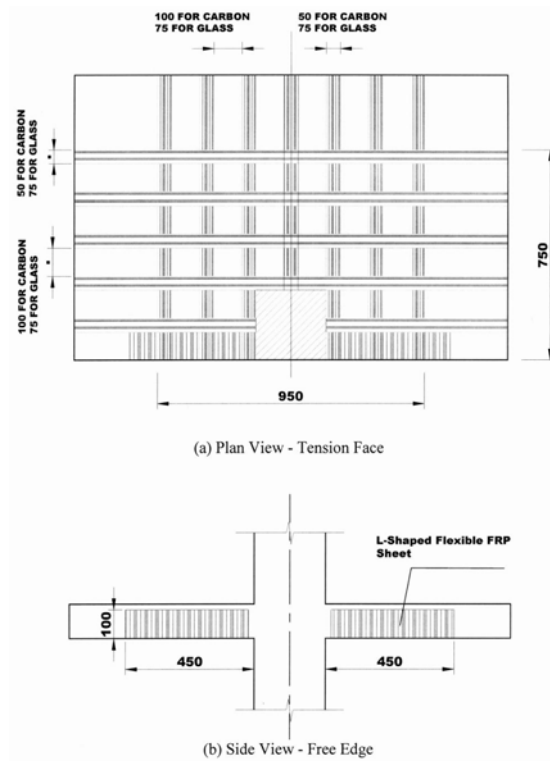


Figura 2.27 – Esquema de reforço nos modelos sem aberturas: SX-GF, SX-CF e SX-GF-SB

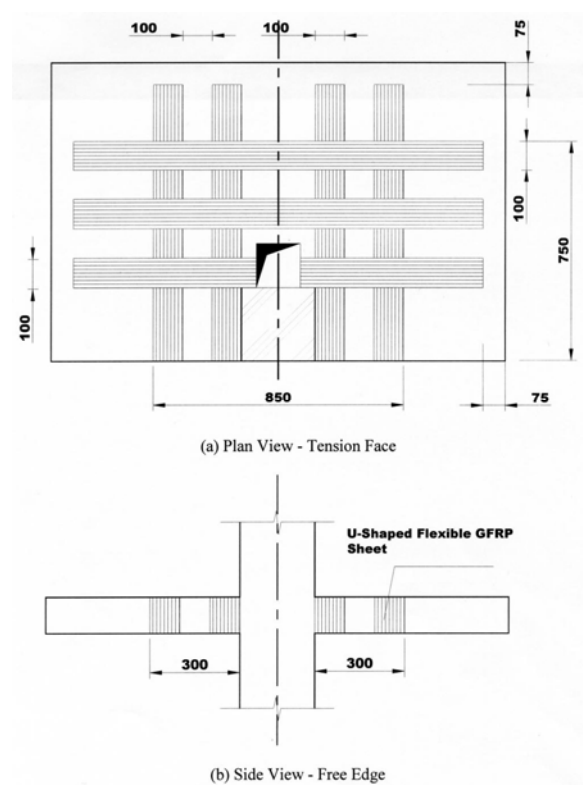


Figura 2.28 – Esquema de reforço nos modelos SH-GF e SH-GF-SB

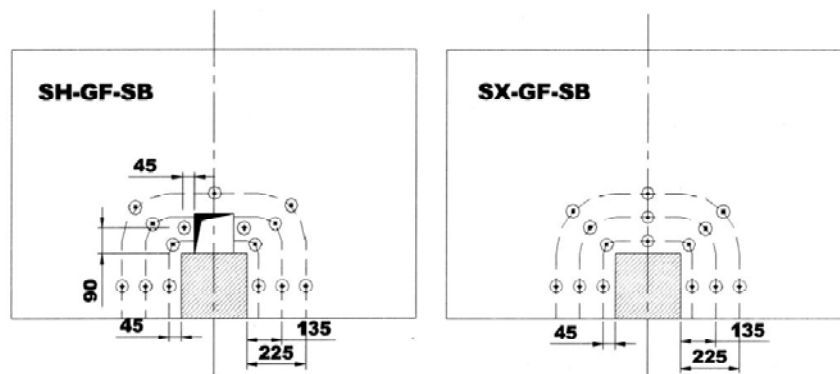


Figura 2.29 – Disposição dos parafusos em torno do pilar

O Quadro 2.4 resume os resultados dos ensaios. Como o betão dos vários modelos apresentou diferentes resistências à compressão, para mais facilmente comparar os resultados, os autores procederam à normalização da carga aplicada para a tensão média de 35 MPa, utilizando a seguinte expressão:

$$V_{\text{norm.}} = \sqrt{\frac{35}{f_{\text{cm},i}}} V_{\text{exp.}} \quad (2.1)$$

Em que:

- $V_{\text{norm.}}$ é o valor da carga de rotura normalizada;
- $f_{\text{cm},i}$ é a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, de cada um dos modelos;
- $V_{\text{exp.}}$ é o valor da carga de rotura experimental.

Quadro 2.4 – Resumo dos ensaios realizados por El-Salakawy, Soudki e Polak

Série	Modelo	$V_{\text{exp.}}$ [kN]	$V_{\text{norm.}}$ [kN]	Mecanismo de rotura
I	XXX	125	128.7	Punçoamento
	SF0	110	116.0	Punçoamento
II	SX-GF	130	136.0	Punçoamento
	SX-CF	126	131.8	Punçoamento
	SX-GF-SB	170	159.0	Flexão
III	SH-GF	135	141.2	Punçoamento
	SH-GF-SB	162	151.2	Flexão

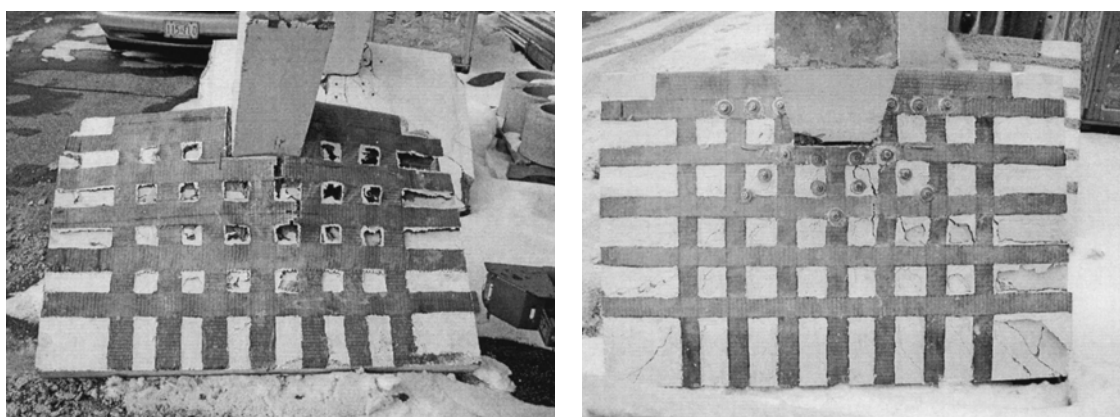


Figura 2.30 – Padrão de fendilhação na rotura dos modelos SX-GF e SX-GF-SB, respectivamente

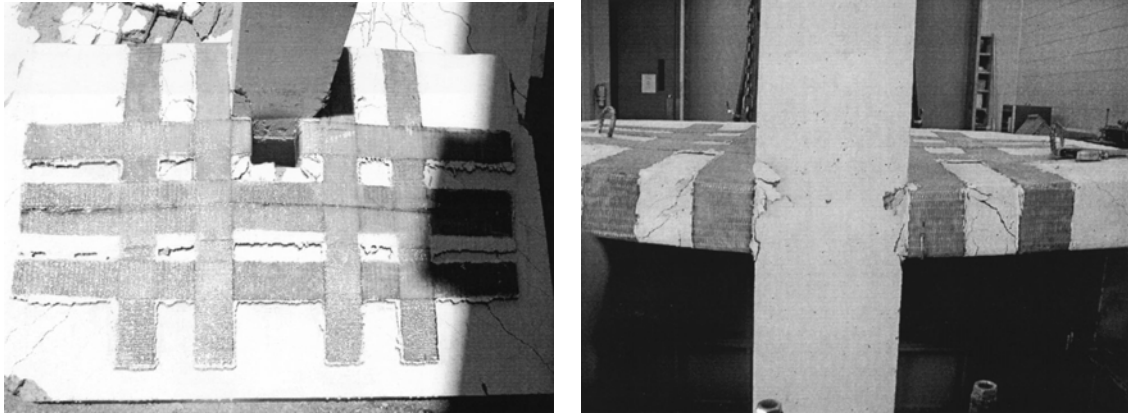


Figura 2.31 – Padrão de fendilhação na rotura do modelo SH-GF. Vistas superior e lateral

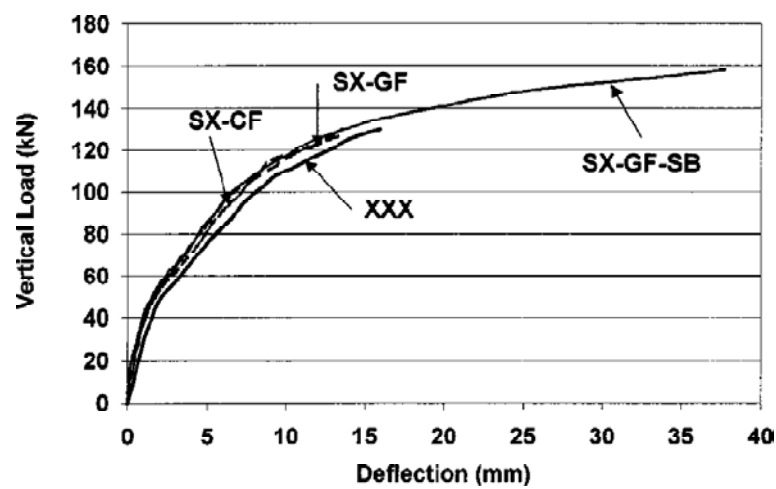


Figura 2.32 – Relação entre a carga aplicada e a deformação, nos modelos sem abertura.

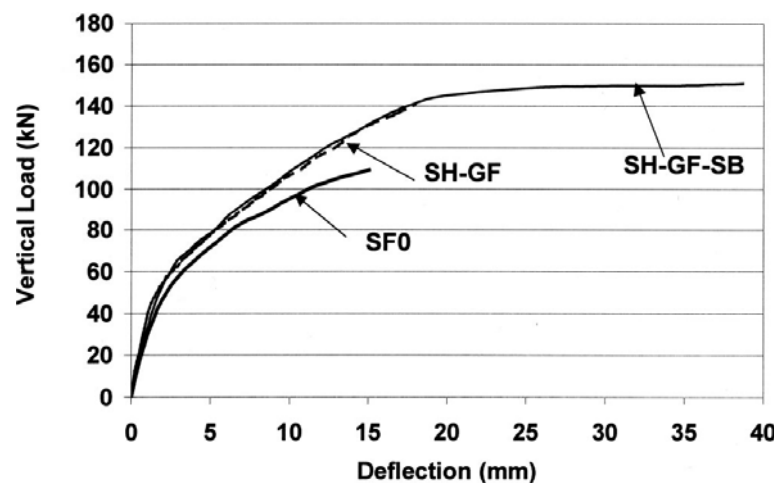


Figura 2.33 – Relação entre a carga aplicada e a deformação, nos modelos com abertura

Com a análise de resultados, concluiu-se que os modelos reforçados somente com FRP registaram um aumento da resistência ao punçoamento, em relação aos modelos de

referência, de 2 a 6 % nos modelos onde se utilizou uma camada de fibras e 22 % nos modelos onde se utilizou duas camadas de fibras. Verificou-se ainda, o retardamento na formação da primeira fenda de flexão e o aumento da resistência à flexão, sobretudo nos modelos com duas camadas de fibras.

Nos modelos reforçados com fibra de vidro e parafusos, o incremento da resistência ao à flexão variou entre 22 e 30%, com uma e duas camadas de fibras, respectivamente. Esta técnica apresentou um grande aumento de ductilidade na ligação pilar-laje, permitindo um aumento de deformação de cerca 140% no caso da laje sem abertura e 158% no caso da laje com abertura, comparando com os respectivos modelos análogos.

2.4.5 Harajli, Soudki e Kudsi (2006)

Harajli, Soudki e Kudsi [11] ensaiaram 18 modelos de laje fungiforme, reforçados com laminados de fibras de carbono em simultâneo com a colocação transversal de parafusos, para estudar o comportamento à flexão e ao punçoamento, da ligação pilar-laje. A utilização de um reforço transversal conseguido pela utilização de parafusos junto ao contorno do pilar, e colagem na face em tracção da laje de laminados de fibras de carbono, em direcções ortogonais, teriam como objectivo melhorar o desempenho da laje ao punçoamento e à flexão, respectivamente.

As lajes ensaiadas, com dimensões em planta de $0.67 \times 0.67 \text{ m}^2$, e com um pilar centrado de $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$, foram sujeitas a punçoamento centrado. Os modelos tinham espessuras de 55 e 75 mm, sendo-lhes atribuídas as séries, A e B, respectivamente. Os modelos foram sujeitos ao carregamento com todos os bordos simplesmente apoiados, mas os cantos não estavam impedidos de levantar.

Neste estudo os autores pretenderam analisar os diferentes comportamentos, conforme a percentagem de armadura longitudinal (1.0 ou 1.5%), a largura do reforço com CFRP (100 ou 150 mm) e a disposição dos parafusos no contorno do pilar. O Quadro 2.5 resume as características geométricas e de reforço dos modelos ensaiados.

Quadro 2.5 – Resumo dos modelos ensaiados por Harajli, Soudki e Kudsi

Série	Modelo	Espessura [mm]	Armadura longitudinal (Ø em mm)	Largura CFRP [mm]	Nº de parafusos de 8 mm
A1	SA1 (ref.)	55	5Ø8	0	0
	SA1-B	55	5Ø8	0	8
	SA1-BF	55	5Ø8	100	8
A2	SA2 (ref.)	55	7Ø8	0	0
	SA2-B	55	7Ø8	0	8
	SA2-BF	55	7Ø8	150	8
B1	SB1 (ref.)	75	5Ø10	0	0
	SB1-B	75	5Ø10	0	8
	SB1-BF	75	5Ø10	150	8
B2	SB2 (ref.)	75	7Ø10	0	0
	SB2-B	75	7Ø10	0	8
	SB2-BF	75	7Ø10	150	8
A2-I	SA2-BI	55	7Ø8	0	8
	SA2-BFI	55	7Ø8	150	8
B1-I	SB1-BI	75	5Ø10	0	8
	SB1-BFI	75	5Ø10	150	8
B2-I	SB2-BI	75	7Ø10	0	8
	SB2-BFI	75	7Ø10	150	8

Conforme se pode observar na Figura 2.34, enquanto nas séries A1, A2, B1 e B2 o reforço transversal foi realizado com duas linhas com quatro parafusos cada, nas séries A2-I e B2-I, foi utilizado o mesmo número de parafusos, mas numa só linha. Os parafusos utilizados foram ancorados na face superior e inferior, com chapas de aço quadradas com 40 mm de lado e 5 mm espessura.

Os modelos foram levados à rotura com a carga a ser aplicada com controlo de deformação, à velocidade de 1 mm/min. Durante o ensaio foram registadas as deformações da laje junto ao pilar e as extensões nos parafusos e fibras de carbono.

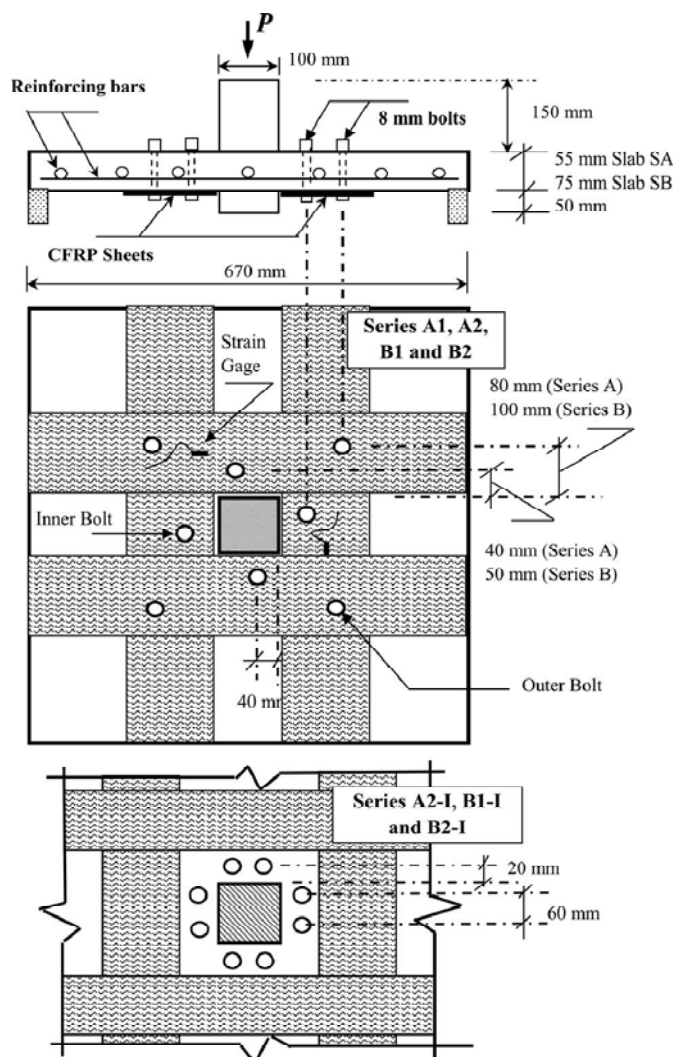


Figura 2.34 – Definição geométrica e pormenorização dos reforços dos modelos

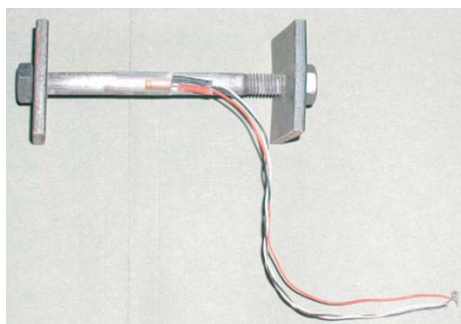


Figura 2.35 – Parafuso de reforço instrumentado com extensômetro

O Quadro 2.6 resume os resultados dos ensaios. Como o betão dos vários modelos apresentou diferentes resistências à compressão, para mais facilmente comparar os

resultados, os autores procederam à normalização da carga aplicada para a tensão média de 30 MPa, utilizando a seguinte expressão:

$$V_{\text{norm.}} = \sqrt{\frac{30}{f_{\text{cm},i}}} V_{\text{exp.}} \quad (2.2)$$

Quadro 2.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de Harajli, Soudki e Kudsi

Série	Modelo	h [mm]	Armadura longitudinal (Ø em mm)	Largura CFRP [mm]	Nº de parafusos de 8 mm	V _{norm.} [kN]	Mecanismo de rotura
A1	SA1 (ref.)	55	5Ø8	0	0	52.9	Punçoamento
	SA1-B	55	5Ø8	0	8	48.2	Flexão
	SA1-BF	55	5Ø8	100	8	80.8	Punçoamento
A2	SA2 (ref.)	55	7Ø8	0	0	72.1	Punçoamento
	SA2-B	55	7Ø8	0	8	82.1	Punçoamento
	SA2-BF	55	7Ø8	150	8	98.2	Punçoamento
B1	SB1 (ref.)	75	5Ø10	0	0	83.0	Punçoamento
	SB1-B	75	5Ø10	0	8	102.5	Flexão/Punç.
	SB1-BF	75	5Ø10	150	8	146.5	Punçoamento
B2	SB2 (ref.)	75	7Ø10	0	0	109.7	Punçoamento
	SB2-B	75	7Ø10	0	8	123.7	Punçoamento
	SB2-BF	75	7Ø10	150	8	147.1	Punçoamento
A2-I	SA2-BI	55	7Ø8	0	8	76.5	Punçoamento
	SA2-BFI	55	7Ø8	150	8	91.2	Punçoamento
B1-I	SB1-BI	75	5Ø10	0	8	102.6	Flexão/Punç.
	SB1-BFI	75	5Ø10	150	8	128.0	Punçoamento
B2-I	SB2-BI	75	7Ø10	0	8	123.3	Punçoamento
	SB2-BFI	75	7Ø10	150	8	148.7	Punçoamento

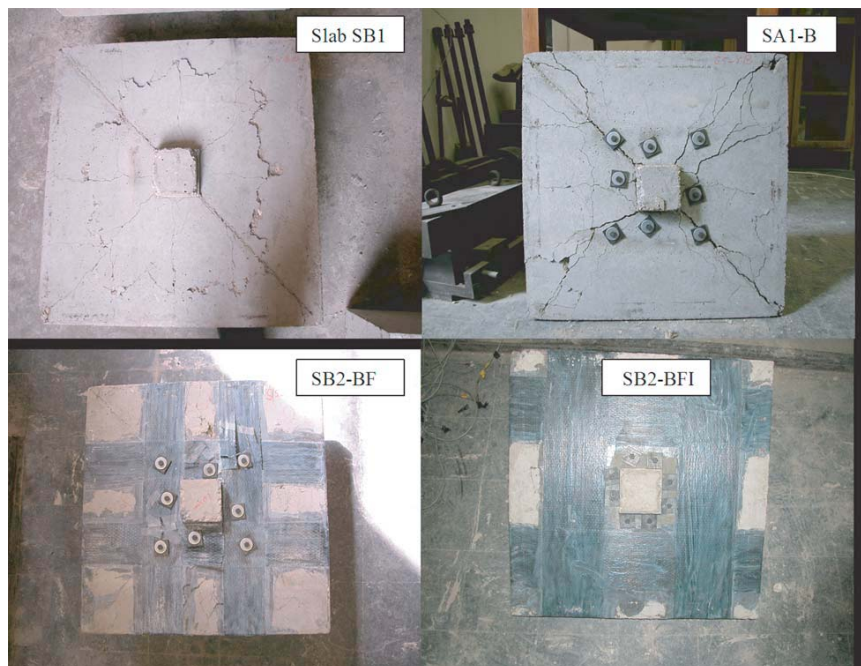


Figura 2.36 – Modo de rotura e distribuição da fendilhação em alguns modelos

No modelo de referência SA1, verificou-se a propagação da fenda de punçoamento a uma distância de aproximadamente $2.9h$ da face do pilar, nos restantes modelos de referência esta distância variou de 1.6 a $1.9h$, onde h representa a espessura da laje.

Nos modelos SA1-B e SB1-BI a rotura ocorreu por punçoamento e flexão, no modelo SA1-B a rotura foi por flexão e nos restantes foi por punçoamento.

Em relação à posição da superfície de rotura, nos casos em que existiu reforço transversal, observou-se uma translação de aproximadamente $3h$ desta superfície, em comparação com o modelo de referência. Os modelos reforçados somente com CFRP, não apresentaram alteração relevante na posição da superfície de rotura.

No que diz respeito à capacidade resistente, constatou-se em todos os modelos em que o reforço foi feito utilizando apenas parafusos, um incremento que variou entre 6 e 24%, independentemente da disposição dos parafusos, da espessura da laje e da percentagem de armadura longitudinal. No entanto, nos modelos onde o reforço foi feito com duas linhas de parafusos, a capacidade resistente é sensivelmente superior, quando comparado com o caso de reforço com uma linha de parafusos.

Segundo os autores, a introdução dos parafusos aumentou significativamente a ductilidade das lajes.

Os modelos reforçados apenas com CFRP, registaram um aumento da capacidade resistente ao punçoamento, entre 16% e 32%, quando comparados com as respectivas

lajes de referência. Este facto justifica-se devido à restrição imposta pelas fibras à abertura das fendas.

A utilização em simultâneo de parafusos e CFRP, conduziu aos melhores resultados entre todos os ensaios que estes autores realizaram, tendo-se observado um aumento da capacidade resistente entre 26 e 77%.

Com este estudo, os autores concluíram que a utilização de CFRP proporciona a distribuição de tensões para a zona central do pilar, reduzindo as tensões nos parafusos. Os resultados obtidos tendem a demonstrar que o aumento da capacidade resistente ao punçoamento é proporcional à área de fibra utilizada no reforço.

2.4.6 Duarte (2008)

Duarte [5] ensaiou cinco modelos de laje fungiforme maciça, para o estudo do reforço ao punçoamento, através da utilização de parafusos transversais pré-esforçados que atravessam toda a sua espessura. Os modelos eram quadrados com 1.80 m de lado e 0.12 m de espessura. O pilar central foi simulado por uma placa de aço com dimensões de 0.20x0.20 m².

As armaduras longitudinais de flexão superior e inferior foram calculadas de forma a se obter a rotura dos modelos por punçoamento. A armadura longitudinal superior e inferior era constituída, respectivamente, por uma malha quadrada de Ø10//0.075 m e de Ø6//0.20 m. O recobrimento utilizado foi aproximadamente 20 mm na face superior e 10 mm na face inferior.

O modelo de referência (ID1) não foi reforçado e foi carregado até à rotura. Os restantes modelos foram carregados previamente, com cerca de 60% da carga última obtida no modelo de referência, de forma a atingir um nível considerável de fendilhação por flexão.

No reforço foram utilizados três secções diferentes de parafusos com níveis de pré-esforço diferente. Os parafusos foram obtidos a partir de barras roscadas e procedeu-se à sua maquinação no centro de forma a facilitar a colocação de extensómetros. Todos os parafusos foram ancorados dois a dois em ambas as faces da laje, com placas de aço com 150x50x4 mm³, conforme está representado na Figura 2.38.

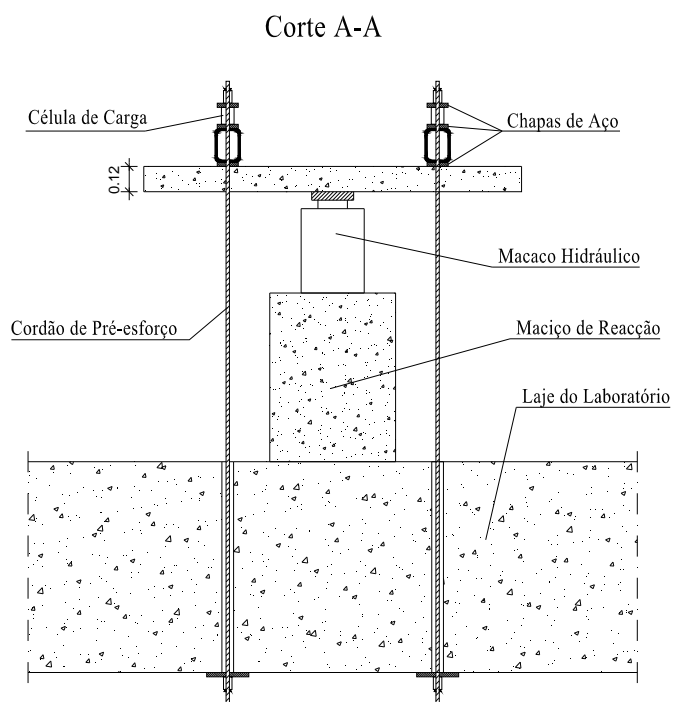
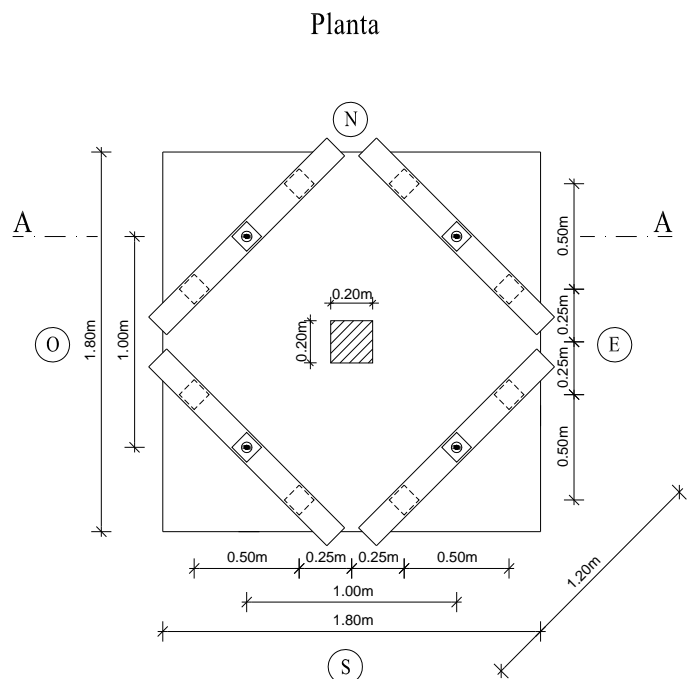


Figura 2.37 – Geometria e esquema de ensaio dos modelos ensaiados por Duarte

Para posterior análise de resultados, os modelos foram instrumentados com cinco deflectómetros eléctricos para medir os deslocamentos verticais (Figura 2.39), quatro células de carga para quantificar a carga vertical ao longo do ensaio, e extensómetros em alguns parafusos e armadura longitudinal.

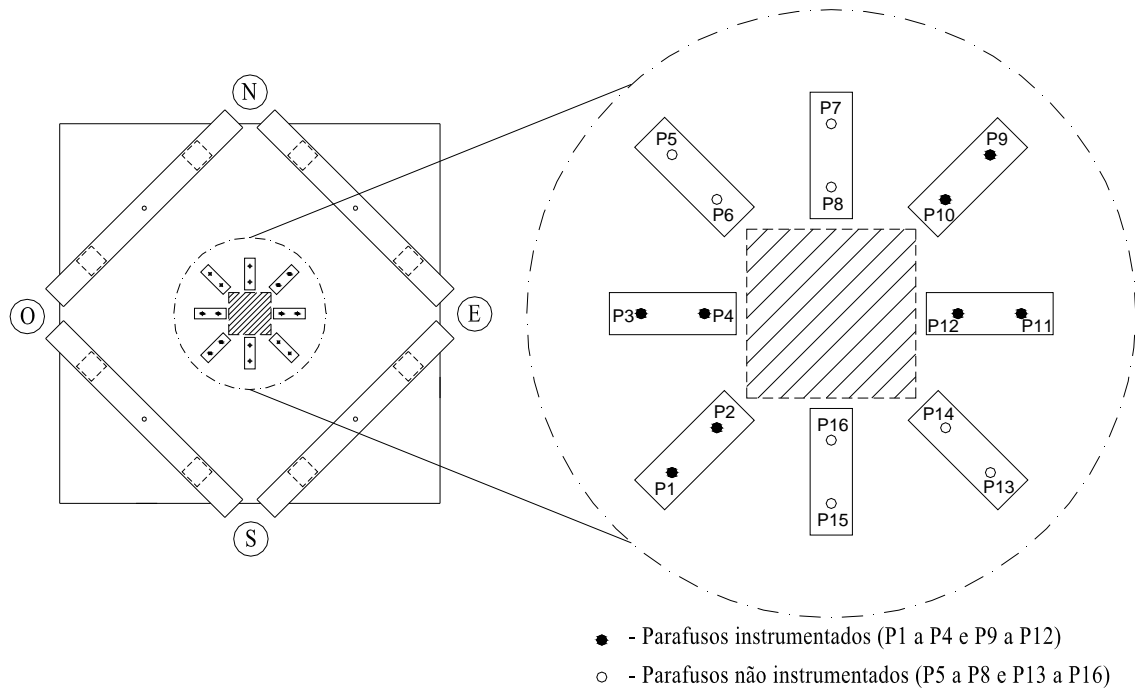


Figura 2.38 – Geometria do reforço dos modelos ID2 a ID5

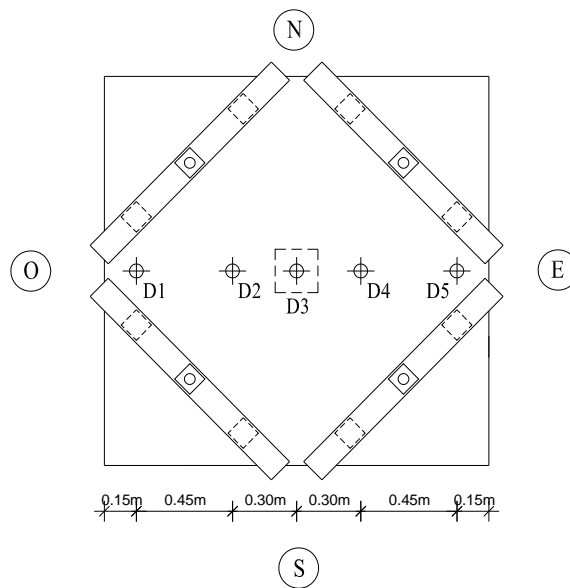


Figura 2.39 – Localização em planta dos deflectómetros

No Quadro 2.7 apresenta-se para cada modelo ensaiado a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, a força inicial média dos parafusos, a carga na rotura, a razão entre a carga de rotura experimental e a do modelo de referência, e a inclinação média das superfícies de rotura com o plano da laje.

Quadro 2.7 – Resumo dos ensaios realizados por Duarte

Modelo	f_{cm} (MPa)	Parafusos de reforço	Força inicial média nos parafusos [kN]	$V_{exp.}$ [kN]	$V_{exp.} / V_{exp.ID1}$	$\alpha_{médio}$ (°)
ID1	39.3	-	-	269.0	-	31
ID2	41.9	M10	11.2	405.9	1.51	44
ID3	47.7	M6	3.3	330.8	1.23	40
ID4	47.7	M8	5.9	380.7	1.41	45
ID5	47.9	M8	1.4	366.3	1.36	42

Todos os modelos ensaiados apresentaram rotura por punçoamento. Com os resultados o autor concluiu que a área da armadura transversal colocada, tem influência considerável na resistência ao punçoamento, uma vez que o modelo reforçado com parafusos M10 obteve um incremento na resistência de 51 %, o modelo reforçado com parafusos M6 obteve um acréscimo de 23 %, enquanto que os modelos reforçados com M8 obtiveram incrementos de resistência que variaram entre 36 % a 41 %.

Quando comparados os modelos com a mesma área de armadura transversal de reforço, conclui-se que o pré-esforço dos parafusos, contribuiu para o aumento da carga de rotura ao punçoamento, sendo neste caso o acréscimo de cerca de 5 %.

A superfície de rotura no modelo com pré-esforço foi exterior ao reforço, enquanto no modelo em que os parafusos foram simplesmente ajustados, a superfície de rotura foi interior, atravessando as duas camadas dispostas radialmente em torno do pilar.

Pela análise dos resultados, foi possível concluir, que a introdução de reforço com parafusos provocou o aumento da inclinação da superfície de rotura, no entanto, o diâmetro dos parafusos e a quantidade de pré-esforço, não provocam alteração significativa da inclinação da superfície de rotura.

Através da análise dos registos dos deflectómetros, concluiu-se que a introdução de parafusos contribui para o aumento da rigidez, traduzindo-se numa diminuição da deformação, para o mesmo nível de carga aplicada. O aumento da área de armadura transversal não resultou em menores deformações na rotura. Verificou-se que, com o aumento do pré-esforço, houve um ligeiro acréscimo dos deslocamentos verticais.

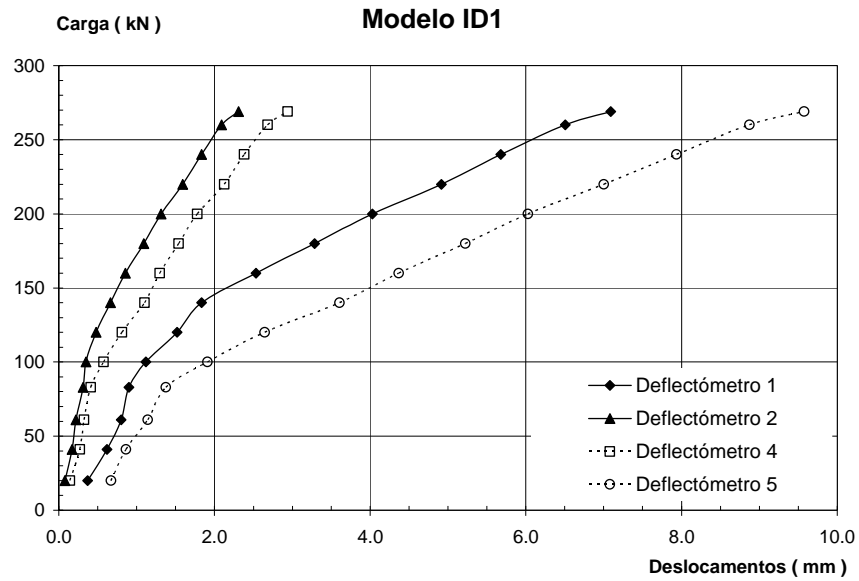


Figura 2.40 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID1

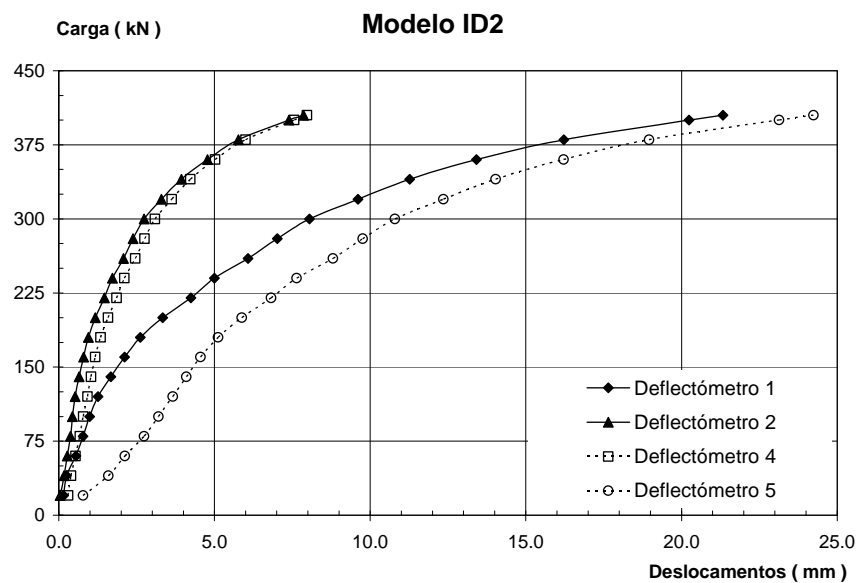


Figura 2.41 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID2

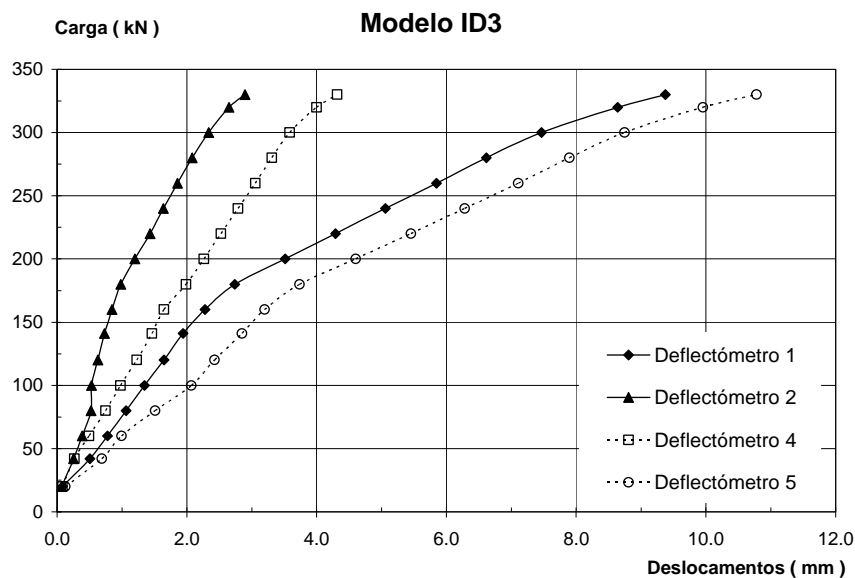


Figura 2.42 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID3

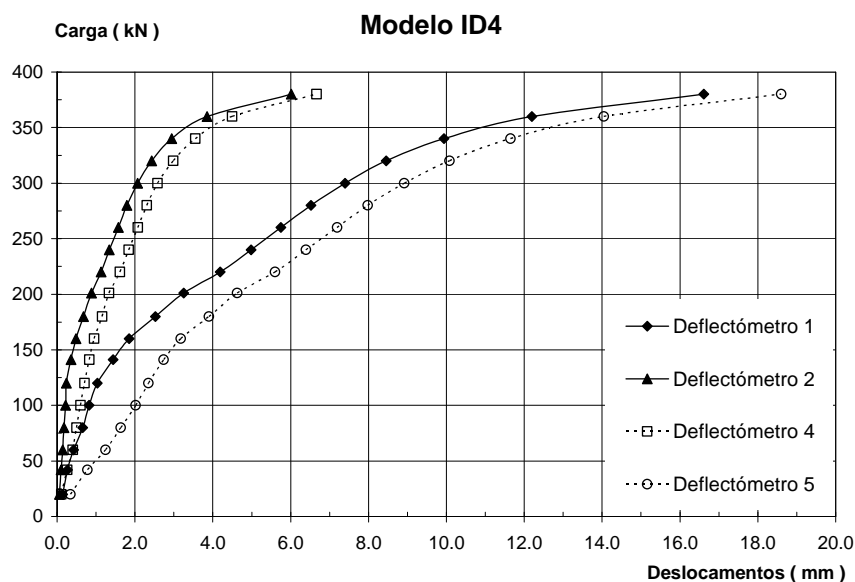


Figura 2.43 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID4

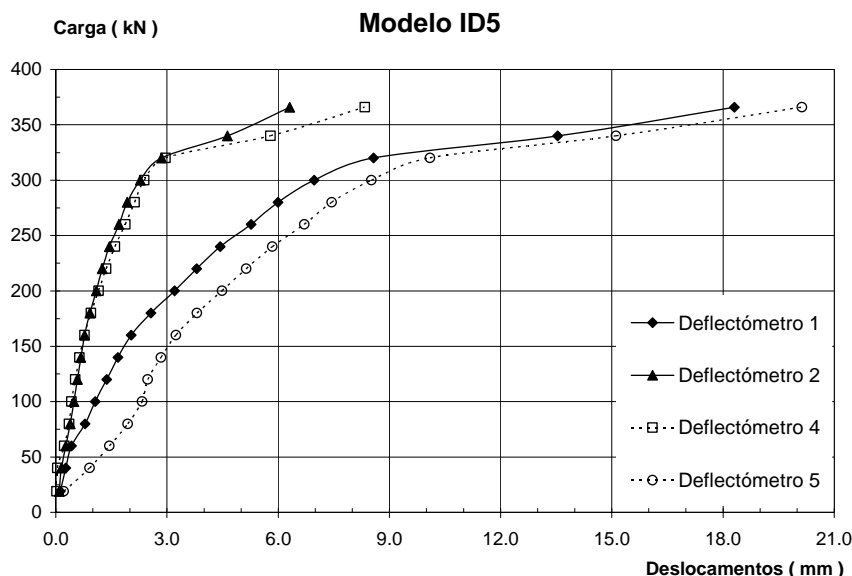


Figura 2.44 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo ID5

2.4.7 Luís (2010)

Luís [20, 21] realizou os primeiros estudos conhecidos sobre o comportamento de lajes fungiformes reforçadas com reforço transversal, sujeitas a punçoamento cíclico. Para isso a autora ensaiou cinco modelos de laje fungiforme maciça de geometria quadrada com 1.80 m de lado e 0.12 m de espessura, sendo o pilar materializado por uma placa de aço também quadrada, com 0.20 m de lado e 50 mm de espessura.

A armadura de flexão superior é constituída por uma malha quadrada Ø10//0.075 m enquanto a inferior por uma malha quadrada Ø6//0.20 m e foram calculadas de forma a obter rotura da laje por punçoamento. O recobrimento adoptado para a armadura superior e inferior é respectivamente 20 mm e 10 mm.

Um dos modelos ensaiados é o de referência (R) e foi levado à rotura pela aplicação de um carregamento monotónico e crescente a velocidade constante. A carga de rotura por punçoamento do modelo de referência foi de 269 kN. Os restantes modelos foram reforçados com 16 parafusos (Figura 2.46), obtidos através de barras roscadas de 6 e 8 mm de diâmetro, colocados transversalmente e ancorados em ambas as faces por placas de aço com 150x150 mm² em planta e 5 mm de espessura. Antes de proceder ao reforço, os modelos foram numa primeira fase carregados com uma carga de cerca de 60 % da carga de rotura ao punçoamento do modelo de referência.

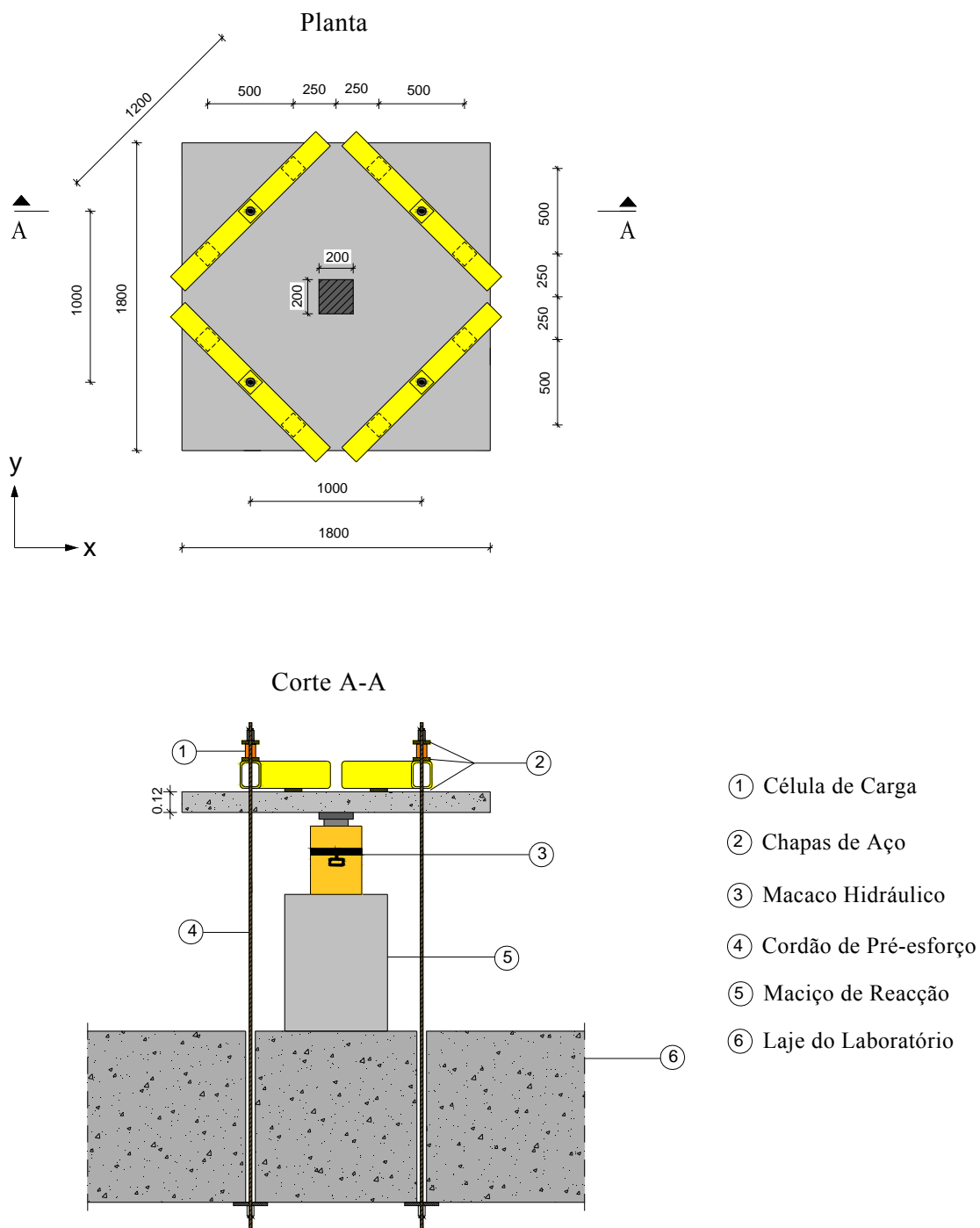


Figura 2.45 – Definição geométrica dos modelos ensaiados por Luís

Após as operações de reforço os modelos foram submetidos, no caso dos modelos com o prefixo C, a um carregamento cíclico, que consiste na aplicação de três ciclos idênticos, com incrementos de 10 kN em cada patamar, mantendo a carga inferior no mesmo valor (carga de fendilhação) (Figura 2.47). Nos modelos com prefixo M, o carregamento foi efectuado de forma monotónica até ser atingida a rotura.

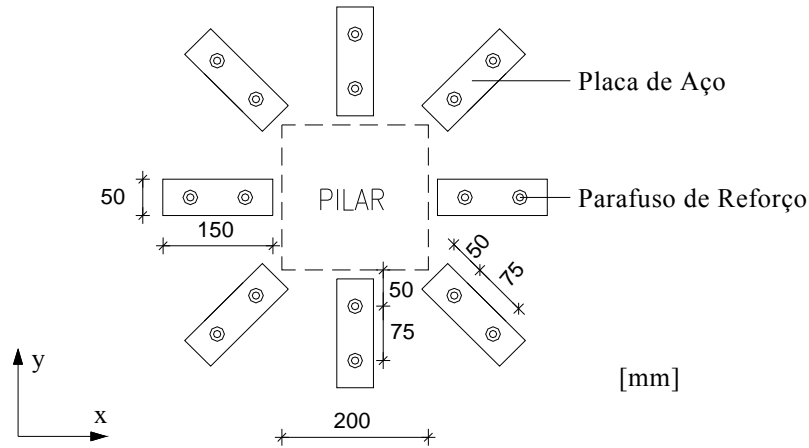


Figura 2.46 – Geometria do reforço dos modelos ensaiados por Luís

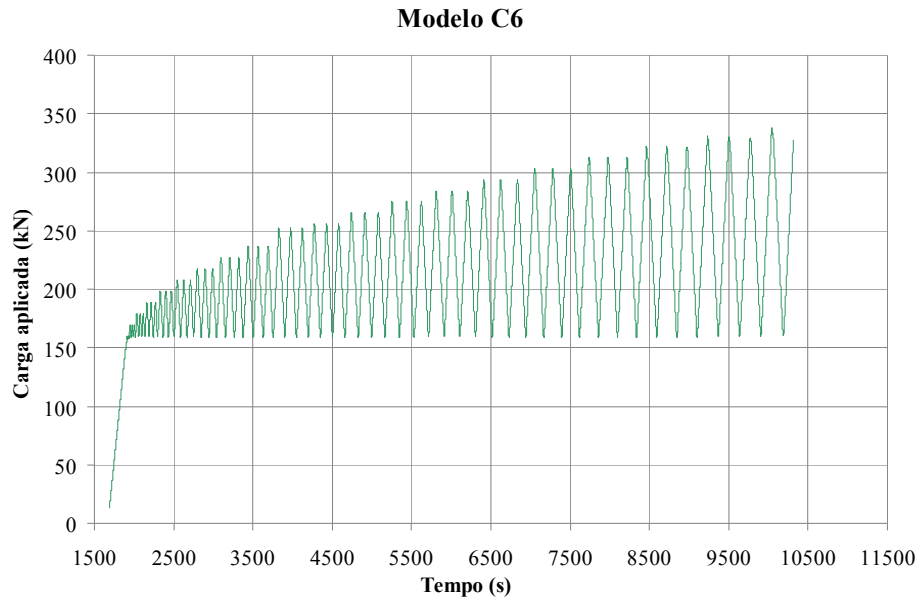


Figura 2.47 – Esquema de carregamento do modelo C6

Em todos os modelos reforçados observou-se rotura por punçoamento, sendo que nos modelos M6 e C6 a rotura passou pelo interior do perímetro definido pelos parafusos de reforço, enquanto que nos modelos M8 e C8 a rotura se deu pelo exterior do reforço. As Figuras 2.49 e 2.50, em que os traços verticais a vermelho representam a localização dos parafusos, evidenciam a superfície de rotura nos modelos C6 e C8.

A autora verificou um incremento médio da resistência ao punçoamento 20% e 32%, nos modelos reforçados com parafusos de 6 e 8 mm de diâmetro, respectivamente. Não foi possível concluir as consequências em termos de carga de rotura em função do tipo de carregamento, uma vez que não existiu uma tendência clara.

Para melhor comparar os valores das cargas de rotura obtidos, calcularam-se os valores normalizados da carga de rotura, multiplicando-os por:

$$\sqrt[3]{\frac{\overline{f_{cm}}}{f_{cm,i}}} = \sqrt[3]{\frac{42.7}{f_{cm,i}}} \quad (2.3)$$

Em que:

- $\overline{f_{cm}}$ é a tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, do betão de todos os modelos;
- $f_{cm,i}$ é a tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos do betão do modelo respectivo.

Quadro 2.8 – Força inicial dos parafusos e cargas de rotura dos modelos ensaiados por Luís

Modelo	Parafusos de reforço	Força inicial dos parafusos [kN]	$V_{exp.}$ [kN]	$V_{norm.}$ [kN]	$V_{norm.}/V_{exp.}$	Modo de rotura
R	-	-	269	277	1.00	Punçoamento
M6	M6	3.3	331	319	1.15	Punçoamento
M8	M8	5.9	381	367	1.33	Punçoamento
C6	M6	4.3	337	346	1.25	Punçoamento
C8	M8	4.6	349	358	1.30	Punçoamento

A autora concluiu que a introdução de parafusos de reforço aumentou a inclinação da superfície de rotura com a horizontal, independentemente do tipo de carregamento aplicado.



Figura 2.48 – Superfície de rotura do modelo C6 (2 metades)

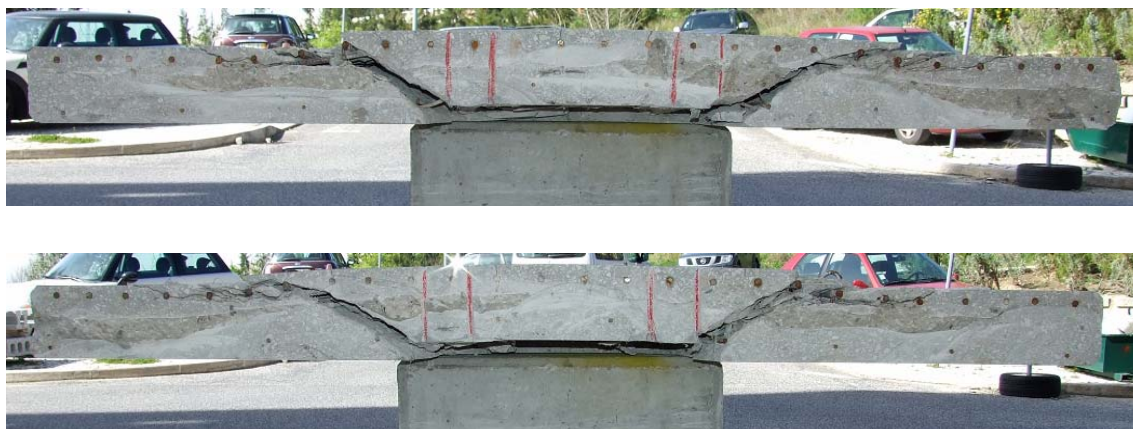


Figura 2.49 – Superfície de rotura do modelo C8 (2 metades)

Em relação aos deslocamentos, observou-se um aumento de rigidez dos modelos reforçados, uma vez que para patamares de carga homólogos, apresentam menores deslocamentos que o modelo de referência. Verificou-se que, com o aumento do diâmetro dos parafusos de reforço aumenta a rigidez do modelo e consequentemente diminuem as deformações.

Nos modelos reforçados com parafusos de 6 mm de diâmetro vários parafusos romperam, enquanto nos modelos reforçados com parafusos de 8 mm de diâmetro não se verificou a rotura em nenhum deles.

2.5 NORMAS

Na generalidade das normas, o valor resistente ao punçoamento é obtido através de expressões empíricas, que limitam a tensão nominal de corte num perímetro de referência, definido a uma determinada distância do pilar ou área carregada. As várias normas abordam o cálculo do valor resistente ao punçoamento de forma semelhante. As normas que consideram um perímetro de referência mais próximo do pilar ou área carregada, admitem uma tensão nominal de corte mais elevada do que aqueles que admitem um perímetro de referência mais afastado, e vice-versa.

As disposições sobre este assunto impostas por algumas normas são apresentadas de seguida.

2.5.1 REBAP

O regulamento Português de 1983 (REBAP – Regulamento de Estruturas em Betão Armado e Pré-esforçado) [29], admite o perímetro do contorno de referência definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a $d/2$, e cujo perímetro é mínimo.

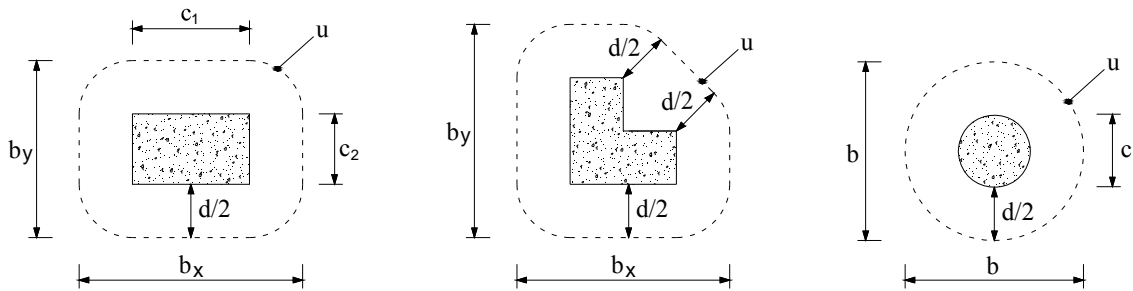


Figura 2.50 – Perímetro do contorno de referência considerado no REBAP

O valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{Rd} , no caso de não existirem armaduras específicas para resistir a este esforço, é dado por:

$$V_{Rd} = \eta \tau_1 u d \quad (2.4)$$

Em que:

- $\eta = (1.6 - d) \geq 1$ (com d em metros);
- $\tau_1 = 0.6 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$;
- V_{Rd} é o valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento;
- f_{ctk} é a tensão característica de rotura à tracção do betão;
- γ_c é o coeficiente de segurança do betão ($\gamma_c = 1.5$);
- u é o perímetro do contorno de referência;
- d é a altura útil da laje.

Se o perímetro do pilar ou da área carregada for superior a $3.5\pi d$, na generalidade dos casos, considera-se um problema de esforço transversal.

No caso da existência de armaduras específicas de punçoamento, o valor de cálculo do esforço resistente ao punçoamento, é dado por:

$$V_{Rd} = \frac{4}{3} \frac{A_{sw}}{S_r} f_{syd} \sin \alpha \quad (2.5)$$

Em que:

- f_{syd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço utilizado na armadura específica de punçoamento, e deve ser limitada a 350 MPa;
- α é o ângulo formado pelas armaduras específicas de punçoamento com o plano da laje;
- A_{sw} é a área transversal da totalidade das armaduras específicas de punçoamento;
- s_r é o afastamento radial entre as camadas de armadura específica de punçoamento.

Em caso algum, o valor do esforço resistente obtido com armaduras específicas de punçoamento, poderá exceder 1.6 vezes a resistência sem armaduras específicas de punçoamento.

2.5.2 CEB-FIP Model Code de 1990

O CEB-FIP Model Code 90 (MC90) [3] considera o perímetro do contorno de referência definido por uma linha fechada, circundando a área carregada a uma distância não inferior a $2d$, e o seu traçado deverá corresponder a um comprimento que seja o mínimo.

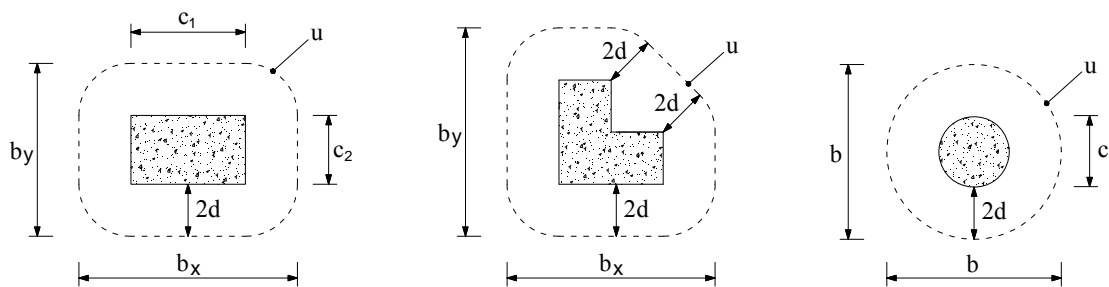


Figura 2.51 – Perímetro do contorno de referência considerado no MC90

A expressão para o cálculo do valor resistente ao punçoamento, sem armaduras específicas para este esforço, é a seguinte:

$$V_{Rd} = 0.12 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u d \quad (2.6)$$

Para o caso da existência de armadura específica de punçoamento, o valor de cálculo do esforço resistente ao punçoamento, passa a ser obtido usando a seguinte expressão:

$$V_{Rd} = 0.09 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u d + 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{syd} \sin \alpha \quad (2.7)$$

Em que:

- $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ (com d em milímetros);
- $\rho = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0.02$, é a percentagem geométrica de armadura;
- ρ_{ly}, ρ_{lz} são as percentagens geométricas das armaduras de flexão da laje segundo y e z, respectivamente. Os valores de ρ_{ly} e ρ_{lz} devem ser calculados como valores médios numa largura igual à do pilar adicionada de 3d para cada lado;
- f_{ck} é a tensão característica de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, com um máximo de 50 MPa;
- d é a altura útil da laje;
- u é o perímetro do contorno de referência;
- f_{syd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço utilizado na armadura específica de punçoamento, e deve ser limitada a 300 MPa;
- α é o ângulo formado pelas armaduras específicas de punçoamento com o plano da laje;
- A_{sw} é a área transversal de uma camada de armaduras específicas de punçoamento;
- s_r é o afastamento radial entre as camadas de armadura específica de punçoamento.

O MC90 limita a resistência máxima ao punçoamento, ao valor obtido pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} \leq \frac{1}{2} f_{cd2} u_0 d \quad (2.8)$$

Em que:

$$- f_{cd2} = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd};$$

- f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

- f_{ck} é a tensão característica de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos;

- d é a altura útil da laje;

- u_0 é o perímetro da área carregada.

2.5.3 ACI 318 - 08

O ACI 318-08 [1], à semelhança do REBAP, supõe que o perímetro de contorno de referência se encontra à distância de $d/2$ do pilar ou da área carregada.

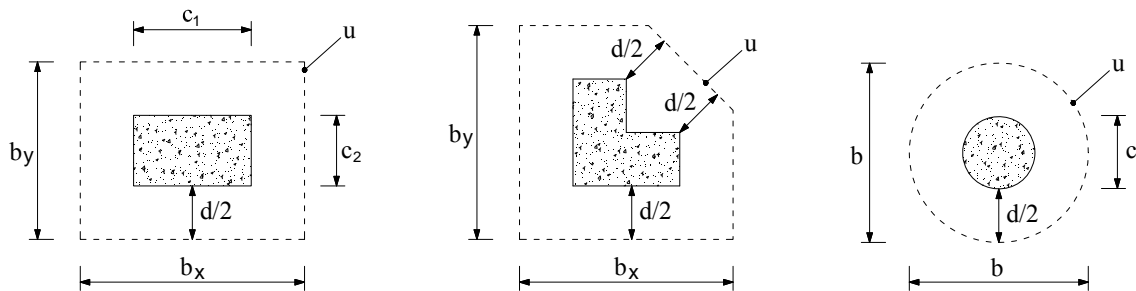


Figura 2.52 – Perímetro do contorno de referência considerado no ACI 318-08

No caso de lajes sem armadura específica, a resistência ao punçoamento é definida como sendo o menor dos valores resultantes da aplicação das três expressões que se apresentam de seguida:

$$V_{Rd} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f_{ck}} u d}{6} \phi_c \quad (2.9)$$

$$V_{Rd} = \left(\alpha_s + \frac{d}{u} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_{ck}} u d}{12} \phi_c \quad (2.10)$$

$$V_{Rd} = \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} u d \phi_c \quad (2.11)$$

Em que:

- V_{Rd} é o valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento;
- β_c é o quociente entre os lados maior e menor do pilar;
- ϕ_c é o coeficiente de segurança do betão ($\phi_c = 0.85$);
- u é o perímetro do contorno de referência;
- d é a altura útil da laje;
- f_{ck} é a tensão característica de rotura à compressão do betão;
- $\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{para pilares interiores} \\ 30 & \text{para pilares de bordo} \\ 20 & \text{para pilares de canto} \end{cases}$.

Esta norma define o valor de cálculo do esforço resistente ao punçoamento considerando armaduras específicas, através da seguinte expressão:

$$V_{Rd} = \left(\frac{1}{6} \sqrt{f_{ck}} u d + A_{sw} f_{syd} \sin \alpha \right) \phi_c \quad (2.12)$$

E o valor máximo do esforço resistente ao punçoamento é imposto pela seguinte expressão:

$$A_{sw} f_{syd} \sin \alpha \leq \frac{1}{3} \sqrt{f_{ck}} u d \quad (2.13)$$

Em que:

- f_{syd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço utilizado na armadura específica de punçoamento, e deve ser limitada a 440 MPa;
- A_{sw} é a área transversal das armaduras específicas de punçoamento.

2.5.4 Eurocódigo 2

O Eurocódigo 2 (EC2) [23] considera o perímetro de controlo de referência definido a uma distância de $2d$ da área carregada.

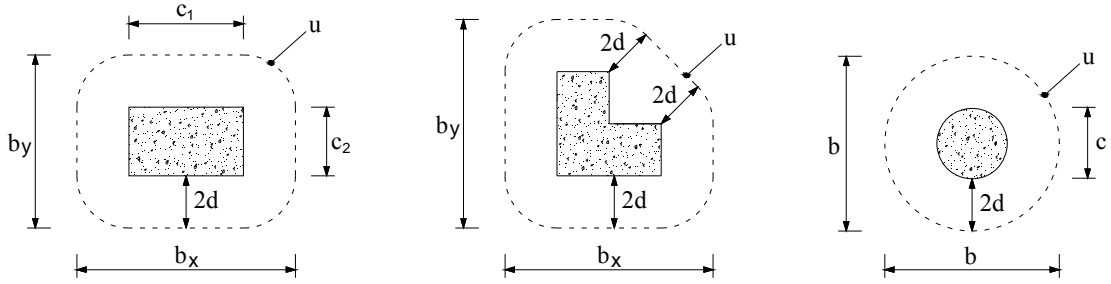


Figura 2.53 – Perímetro do contorno de referência considerado no EC2.

O valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma laje sem armadura específica de punçoamento, é dada por:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (2.14)$$

Em que:

$$- C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c \quad (\gamma_c = 1.5);$$

$$- k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (\text{com } d \text{ em milímetros});$$

- $\rho = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0.02$, onde ρ é a percentagem geométrica de armadura longitudinal, e ρ_{ly}, ρ_{lz} são as percentagens geométricas das armaduras de longitudinais tracção da laje segundo y e z, respectivamente. Os valores de ρ_{ly} e ρ_{lz} devem ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

- f_{ck} é a tensão característica de rotura à compressão do betão;

- $k_1 = 0.1$ (valor recomendado);

$$- \sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}, \text{ em que } \sigma_{cx} = \frac{N_{Edx}}{A_{cx}} \text{ e } \sigma_{cy} = \frac{N_{Edy}}{A_{cy}}, \text{ onde } N_{Ed} \text{ é o}$$

esforço axial actuante, sendo positivo quando se tratar de compressão. A_c é a área de betão associada ao esforço N_{Ed} considerado [MPa];

$$- v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Caso existam armaduras específicas de punçoamento, o valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento pode ser determinado usando a seguinte expressão:

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{\sin \alpha}{u d} \quad (2.15)$$

Em que:

- $v_{Rd,c}$ é o valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento sem armaduras específicas;
- d é a altura útil da laje [mm];
- s_r é o espaçamento radial entre as camadas de armadura específica de punçoamento [mm];
- A_{sw} é a área transversal de uma camada de armaduras específicas de punçoamento [mm²];
- $f_{ywd,ef}$ é o valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, dada por $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25 d \leq f_{ywd}$ [MPa];
- u é o perímetro do contorno de referência [mm];
- d é a altura útil da laje [mm].

Capítulo 3

ESTUDO EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem como objectivo a apresentação e análise dos ensaios realizados para o estudo do efeito do tipo de ancoragem, no reforço de lajes fungiformes ao punçoamento através da utilização de parafusos verticais pós-instalados, como solução de armadura de reforço específica de punçoamento.

Para este estudo foram ensaiados quatro modelos de laje fungiforme maciça, que pretendem simular exclusivamente a área de laje junto ao pilar, limitada pelas linhas de momento nulo. Os modelos foram produzidos pela Concremat S.A. e ensaiados no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Foram ainda utilizados os resultados experimentais de três modelos ensaiados por Duarte [5], para comparação.

De forma a simular a necessidade de reforço ao punçoamento, os modelos foram carregados até cerca de 60% da carga de rotura por punçoamento do modelo de referência (não reforçado). A este nível de carregamento existe um elevado estado de fendilhação.

A técnica de reforço ao punçoamento estudada por Duarte [5], em que os parafusos são ancorados com chapas metálicas de grandes dimensões, apresenta o inconveniente de exigir trabalhos suplementares para que o reforço não fique visível, o que inevitavelmente conduzirá à redução do pé-direito livre do piso acima e abaixo da laje

em causa. O principal objectivo deste estudo é otimizar o método de reforço de modo a minimizar, ou até mesmo anular, o seu impacto arquitectónico.

Os modelos foram reforçados com parafusos verticais, ancorados nas duas faces da laje por chapas metálicas de pequenas dimensões. Em dois modelos as chapas de ancoragem são colocadas à face do modelo e noutros dois são embutidas na espessura do betão de recobrimento da armadura. Embora o principal objectivo seja avaliar o comportamento dos modelos reforçados no caso em que as ancoragens são embutidas, optou-se por fazer dois modelos intermédios onde as ancoragens são realizadas à face, de a modo a avaliar em separado os efeitos da diminuição da área de ancoragem e do seu posicionamento. Os resultados obtidos são comparados com os resultados dos ensaios elaborados por Duarte [5], já apresentados no capítulo 2.

A análise de vários factores, tais como, os deslocamentos da laje, a evolução da força nos parafusos, a carga de rotura ao punçoamento e a extensão das armaduras de flexão, permite compreender a influência da área de ancoragem dos parafusos e o seu posicionamento, no comportamento de uma laje fungiforme com este tipo de reforço.

Os valores das cargas de rotura ao punçoamento obtidas são comparados com os valores previstos pelos EC2 [23] e pelo ACI318-08 [1].

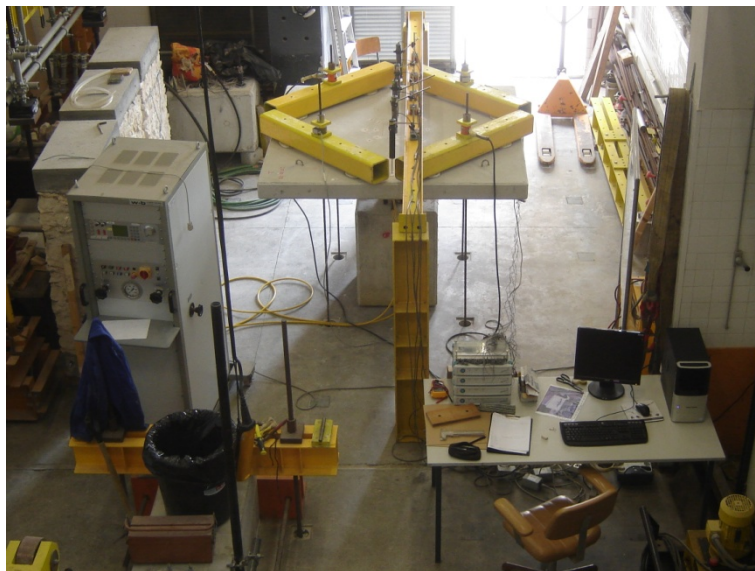


Figura 3.1 – Vista geral do laboratório de estruturas da FCT - UNL

3.2 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Os modelos utilizados são painéis quadrados de laje de betão armado com 1.80 m de lado e 0.12 m de espessura.

O modelo não reforçado designa-se de R, enquanto aos modelos reforçados foi atribuída uma designação em função do diâmetro do parafuso de reforço e da dimensão e posicionamento da ancoragem. Desta forma, os modelos em que a ancoragem é realizada com chapas de aço de grandes dimensões designam-se de M6 e M8, conforme o diâmetro do parafuso de reforço seja de 6 ou 8 mm. Os modelos em que a ancoragem dos parafusos de reforço é realizada com chapas de aço de pequenas dimensões na superfície da laje ou embutidas no betão de recobrimento da armadura, associou-se o sufixo S ou SE, respectivamente, à designação tomada para os modelos com chapas de aço de grande dimensões. O Quadro 3.1 apresenta o resumo das características de cada modelo.

Quadro 3.1 – Designação e características dos modelos

Modelo	Parafusos de reforço	Ancoragem
R	-	-
M6	M6	Chapa de aço de grandes dimensões
M8	M8	Chapa de aço de grandes dimensões
M6S	M6	Chapa de aço de pequenas dimensões, à superfície
M8S	M8	Chapa de aço de pequenas dimensões, à superfície
M6SE	M6	Chapa de aço de pequenas dimensões, embutida
M8SE	M8	Chapa de aço de pequenas dimensões, embutida

O dimensionamento da armadura longitudinal realizou-se com o desígnio de obter a rotura do modelo por punçoamento. Assim, a armadura longitudinal superior é composta por uma malha quadrada $\phi 10//0.075$ m e a longitudinal inferior por uma malha quadrada $\phi 6//0.20$ m (Figura 3.2).

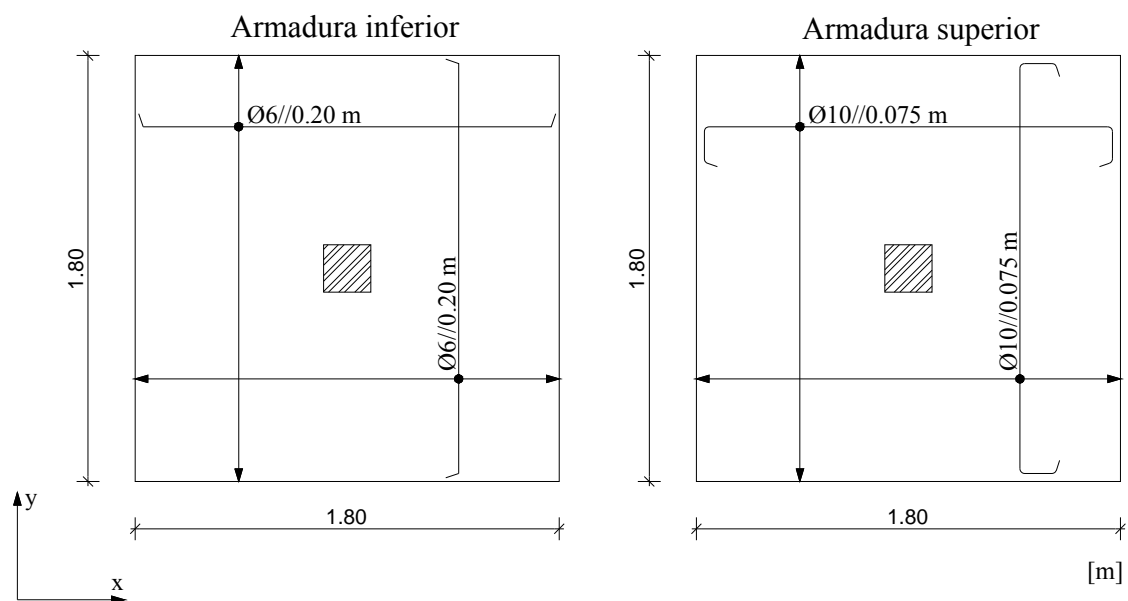


Figura 3.2 – Armaduras longitudinais dos modelos

O recobrimento da armadura inferior e superior é aproximadamente de 10 mm e 20 mm, respectivamente. A armadura superior orientada na direcção y é a que apresenta maior altura útil. Durante a execução dos modelos procedeu-se ao levantamento da altura útil das armaduras, sendo apresentado no Quadro 3.2 os valores médios de cada modelo.

Quadro 3.2 – Altura útil média dos modelos

Modelo	R	M6	M8	M6S	M8S	M6SE	M8SE
d (mm)	87.1	89.5	90.3	91.1	94.1	91.2	90.9



Figura 3.3 – Aspecto das armaduras longitudinais



Figura 3.4 – Betonagem dos modelos



Figura 3.5 – Aspecto de um modelo após betonagem

3.3 CONDIÇÕES DE FRONTEIRA E CARREGAMENTO

O sistema de ensaio utilizado é apresentado nas Figuras 3.6 e 3.7. Uma vez que os modelos representam a área de laje junto ao pilar delimitada pelas linhas de momento flector nulo e a carga é aplicada ao centro da laje, as condições de fronteira estáticas e cinemáticas são verificadas se a rotação no bordo for permitida e a translação vertical no bordo restringida, respectivamente. A liberdade de rotação do modelo no bordo garante que aí os momentos flectores serão nulos.

O sistema de ensaio é constituído por quatro perfis metálicos RHS 150x150x10 mm³, sob os quais são colocadas oito placas de aço com dimensões de 100x100x20 mm³, que apoiam na face superior do modelo. Através de quatro cordões de aço de alta resistência

com diâmetro de 0.6'', ancorados por cabeças de ancoragem sobre os perfis metálicos e à laje de reacção do laboratório, são garantidas as condições de fronteira do modelo.

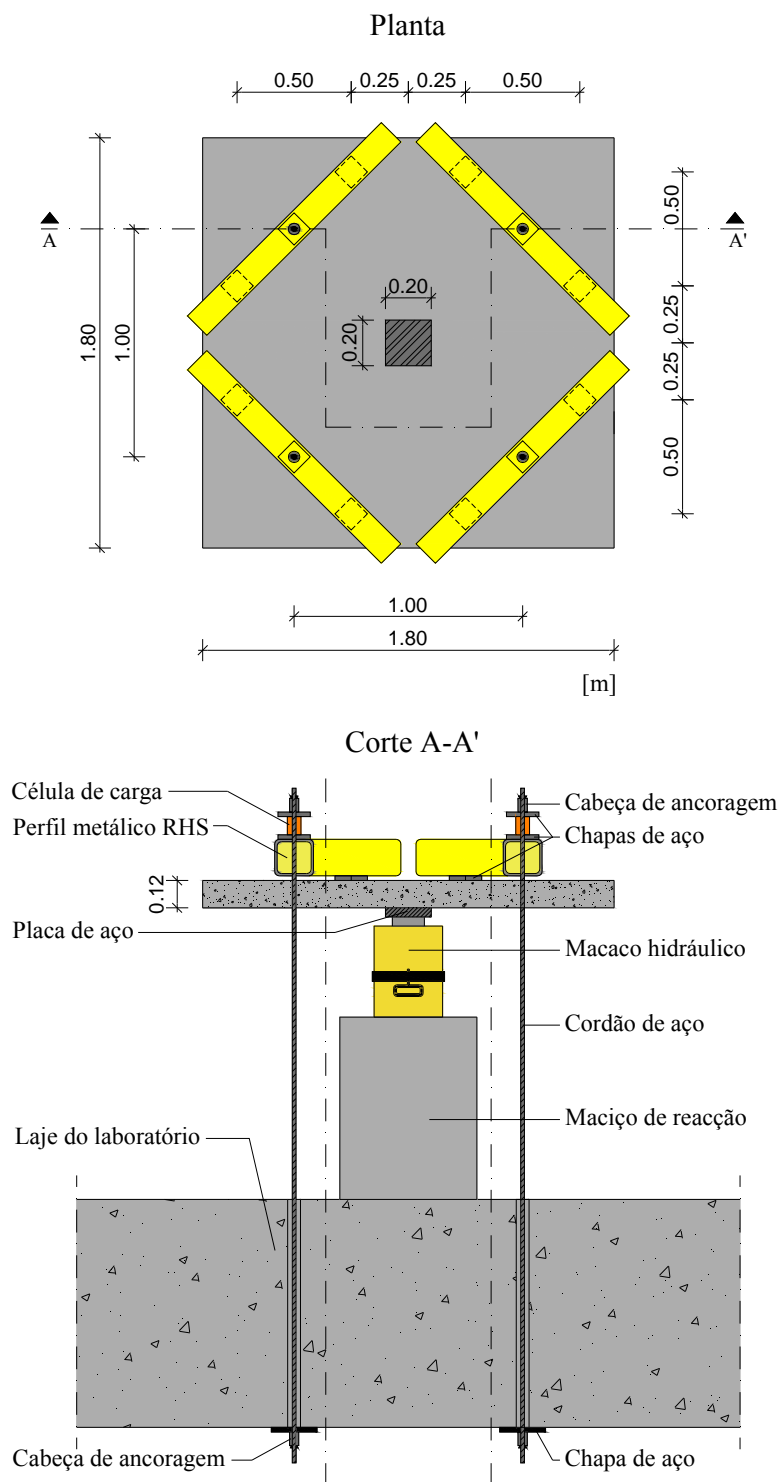


Figura 3.6 – Geometria do modelo e sistema de ensaio

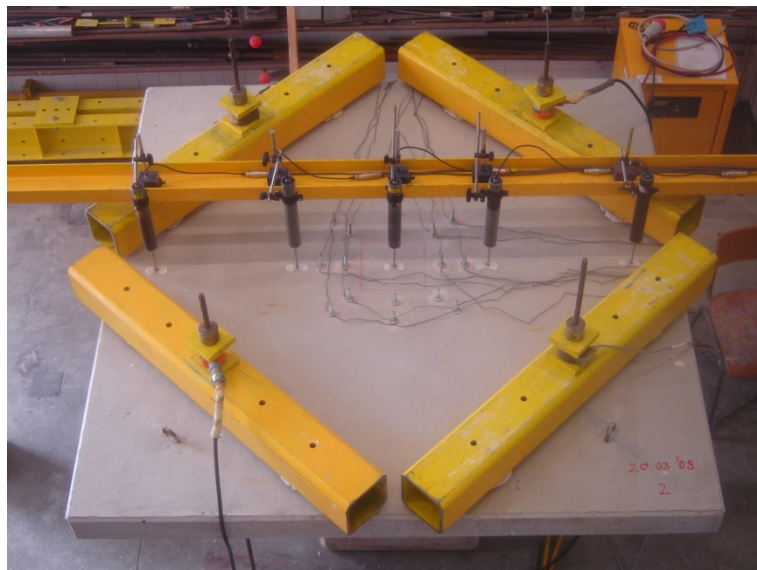


Figura 3.7 – Vista geral do modelo e sistema de ensaio

As placas de aço que servem de apoio dos perfis metálicos no modelo, foram colocadas sobre uma camada de gesso, procedendo-se ao seu nivelamento. Este procedimento evita que exista grande disparidade entre o valor das forças transmitidas por cada chapa.



Figura 3.8 – Perfil metálico e placa de aço de apoio

O sistema de carga é constituído por um macaco hidráulico (ENERPAC RRH 1006), que aplica a força numa placa de aço com dimensões de $0.20 \times 0.20 \text{ m}^2$, que simula um pilar no centro do modelo. A espessura da placa que simula o pilar é de 5 cm, possuindo assim rigidez suficiente para manter a superfície de contacto plana ao longo do ensaio.



Figura 3.9 – Macaco hidráulico e placa de aço que simula pilar centrado

3.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a análise dos resultados dos ensaios dos vários modelos, é necessário conhecer as características mecânicas dos materiais utilizados no fabrico e reforço dos mesmos. Para isso, realizaram-se ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do betão, do aço das armaduras longitudinais e do aço dos parafusos utilizados no reforço.

3.4.1 Betão

Para a determinação das características mecânicas do betão de cada modelo, procedeu-se à recolha de uma amostra do betão utilizado em cada um. De cada amostra foram fabricados seis provetes cúbicos com 150 mm de lado (Figura 3.10), sendo posteriormente ensaiados à compressão de acordo com a norma NP EN 12390-3 [17] (Figura 3.11). A preparação e cura destes provetes foi realizada de acordo com o previsto nas normas NP EN 12390-1 [15] e NP EN 12390-2 [16]. O ensaio dos provetes realizou-se no mesmo dia do modelo correspondente. O Quadro 3.3 apresenta os resultados dos ensaios do betão de cada modelo.

Quadro 3.3 – Propriedades mecânicas do betão de cada modelo

Modelo	Força média de rotura [kN]	f_{ccm} [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_c [GPa]	Idade na rotura [dias]
R	1107	49.2	39.3	33.2	65
M6	1341	59.6	47.7	35.2	81
M8	1343	59.7	47.7	35.2	99
M6S	1022	45.4	36.3	32.4	701
M8S	1090	48.4	38.7	33.0	707
M6SE	753	33.5	26.8	29.6	77
M8SE	753	33.5	26.8	29.6	80



Figura 3.10 – Moldes dos provetes cúbicos



Figura 3.11 – Ensaio à compressão de provete cúbico

Com o valor da força média de rotura, determinou-se a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos, f_{ccm} . Para o cálculo da tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, f_{cm} , considerou-se a expressão (3.1), enquanto que o módulo de elasticidade, E_c , foi obtido pela expressão (3.2).

$$f_{cm} = 0.8 f_{ccm} \quad (3.1)$$

$$E_c = 22 \left(f_{cm} / 10 \right)^{0.3} \quad [23] \quad (3.2)$$

Em que:

- f_{ccm} é a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos, em MPa;
- f_{cm} é a tensão média de rotura à compressão do betão em provetes cilíndricos, em MPa;
- E_c é o módulo de elasticidade do betão, em MPa.

3.4.2 Armadura longitudinal

Para a caracterização mecânica da armadura longitudinal utilizada no fabrico dos modelos, foram sujeitos ao ensaio de tracção três provetes por cada diâmetro de varão. Os Quadros 3.4 e 3.5 apresentam os resultados dos ensaios, que foram realizados de acordo com a NP EN 10002-1 [14], em que S_0 é a secção transversal, $F_{p0.2}$ é a força limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço, F_{sy} é a força de cedência, F_{su} é a força de rotura à tracção, $f_{p0.2}$ é a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2 % do aço, f_{sy} é a tensão de cedência e f_{su} é a tensão de rotura à tracção.

Quadro 3.4 – Propriedades mecânicas da armadura longitudinal dos modelos R, M6 e M8

Varão	S_0 [mm ²]	$F_{p0.2} / F_{sy}$ [kN]	F_{su} [kN]	$f_{p0.2} / f_{sy}$ [MPa]	f_{su} [MPa]
$\phi 6$	28.3	16.6	19.7	586	696
$\phi 10$	78.5	36.7	46.9	467	597

Quadro 3.5 – Propriedades mecânicas da armadura longitudinal dos modelos M6S, M6SE, M8S e M8SE

Varão	S_0 [mm ²]	$F_{p0.2} / F_{sy}$ [kN]	F_{su} [kN]	$f_{p0.2} / f_{sy}$ [MPa]	f_{su} [MPa]
$\phi 6$	28.3	14.8	17.5	523	618
$\phi 10$	78.5	41.6	51.3	529	653

As Figuras 3.12 e 3.13 apresentam a evolução da força aplicada nos varões em função da extensão. É importante referir que processo de fabrico dos varões de 6 mm de diâmetro foi o endurecimento a frio, enquanto os varões de 10 mm de diâmetro foram laminados a quente.

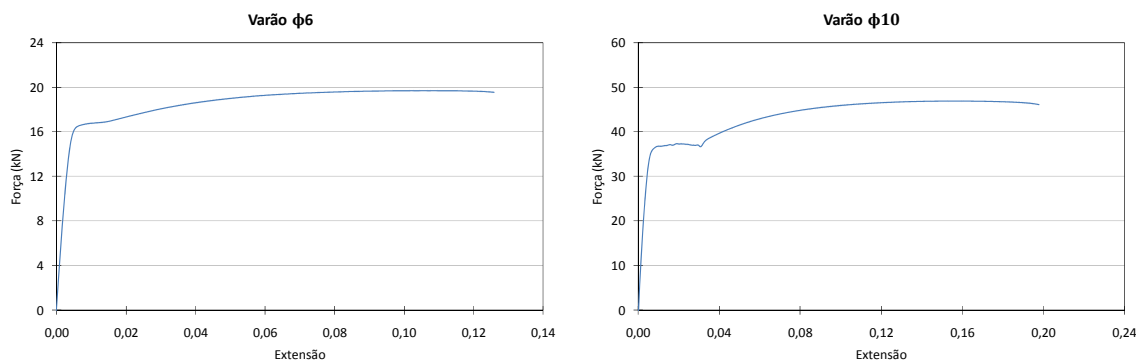


Figura 3.12 – Evolução da força com a extensão, dos varões $\phi 6$ e $\phi 10$ utilizados nos modelos R, M6 e M8

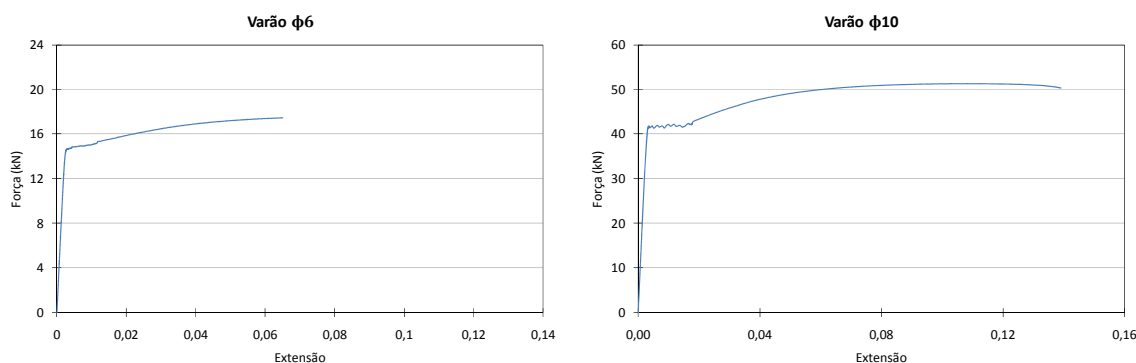


Figura 3.13 – Evolução da força com a extensão, dos varões $\phi 6$ e $\phi 10$ utilizados nos modelos M6S, M6SE, M8S e M8SE

3.4.3 Parafusos de reforço

No reforço dos modelos utilizaram-se parafusos de diâmetro M6 e M8, e a sua geometria é apresentada na Figura 3.14. Foram obtidos através de varões roscados e na zona central procedeu-se à diminuição da sua secção, de forma a facilitar a colocação dos extensómetros.

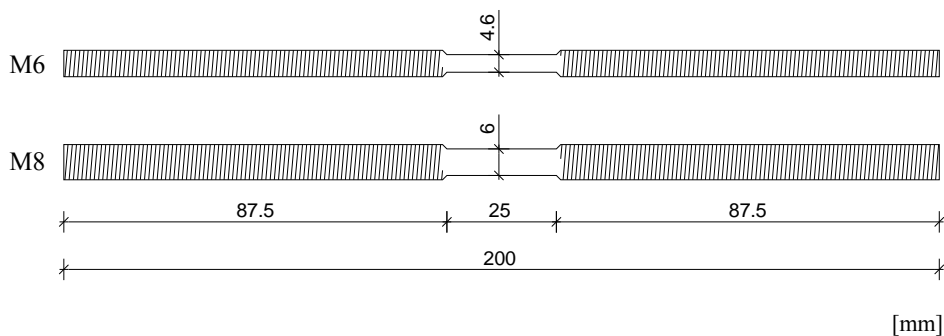


Figura 3.14 – Geometria dos parafusos utilizados no reforço

Para determinar as suas características, foram ensaiados à tracção dois parafusos por cada diâmetro utilizado.

Os Quadros 3.6 e 3.7 apresentam os resultados obtidos, em que S_0 é a secção transversal na zona central sem rosca, $F_{p0.2}$ é a força limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço, F_u é a força de rotura à tracção dos parafusos, $f_{p0.2}$ é a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2 % do aço e f_u é a tensão de rotura à tracção dos parafusos.



Figura 3.15 – Parafusos de reforço

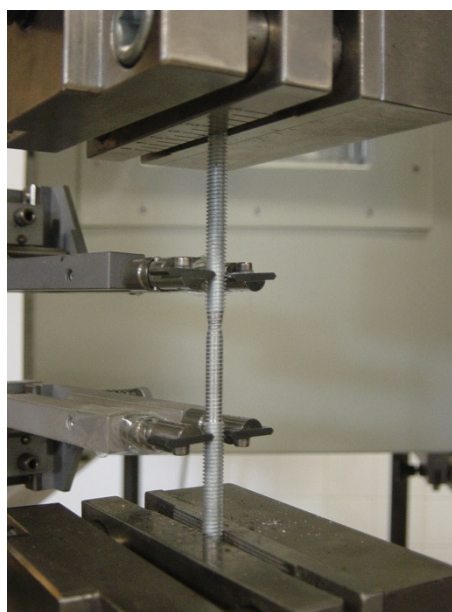


Figura 3.16 – Ensaio à tracção de um parafuso

Quadro 3.6 – Propriedades mecânicas dos parafusos de reforço dos modelos M6 e M8

Parafuso	S_0 [mm ²]	$F_{p0.2}$ [kN]	F_u [kN]	$f_{p0.2}$ [MPa]	f_u [MPa]
M6	16.6	7.0	8.0	421	481
M8	28.3	14.8	16.6	523	587

Quadro 3.7 – Propriedades mecânicas dos parafusos de reforço dos modelos M6S, M8S, M6SE e M8SE

Parafuso	S_0 [mm ²]	$F_{p0.2}$ [kN]	F_u [kN]	$f_{p0.2}$ [MPa]	f_u [MPa]
M6	16.6	8.8	9.8	530	587
M8	28.3	16.6	18.1	587	641

A medição automática da extensão pela máquina de ensaio, permitiu conhecer a evolução da força nos parafusos em função da extensão, que é apresentada nas Figuras 3.17 e 3.18, e posteriormente determinar a força instalada nos parafusos dos modelos reforçados.

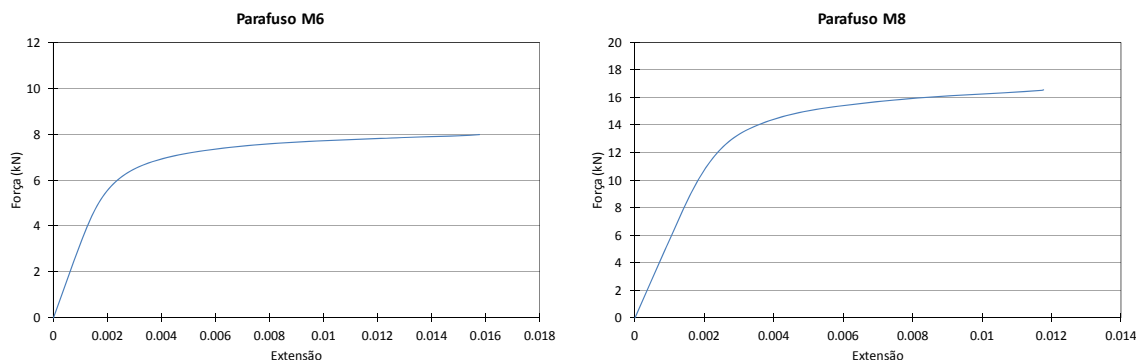


Figura 3.17 – Evolução da força com a extensão, dos parafusos M6 e M8 utilizados no reforço dos modelos M6 e M8

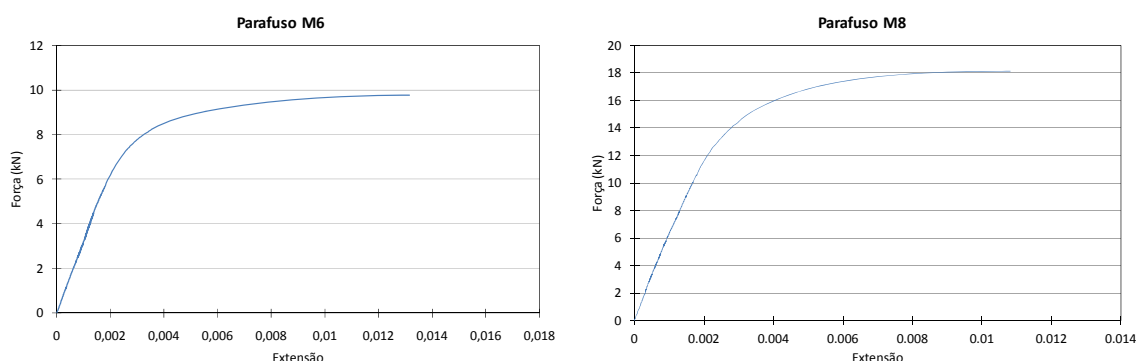


Figura 3.18 – Evolução da força com a extensão, dos parafusos M6 e M8 utilizados no reforço dos modelos M6S, M6SE, M8S e M8SE

3.5 INSTRUMENTAÇÃO DOS ENSAIOS

Na realização de ensaios experimentais deste tipo, existe um conjunto de factores que podem ter influência nos resultados. A monitorização do ensaio deve ser o mais completa possível, permitindo posteriormente uma análise mais correcta e conclusiva. Desta forma, procedeu-se à monitorização da carga aplicada, da deformação do modelo, da extensão das armaduras longitudinais e dos parafusos de reforço.

A monitorização da carga vertical aplicada pelo macaco hidráulico é feita por quatro células de carga, uma por cada viga metálica. Utilizaram-se duas células de carga da TML do tipo KC-20M (Figura 3.20) e duas da HBM do tipo C6A (Figura 3.21), cuja disposição em planta é apresentada na Figura 3.19.

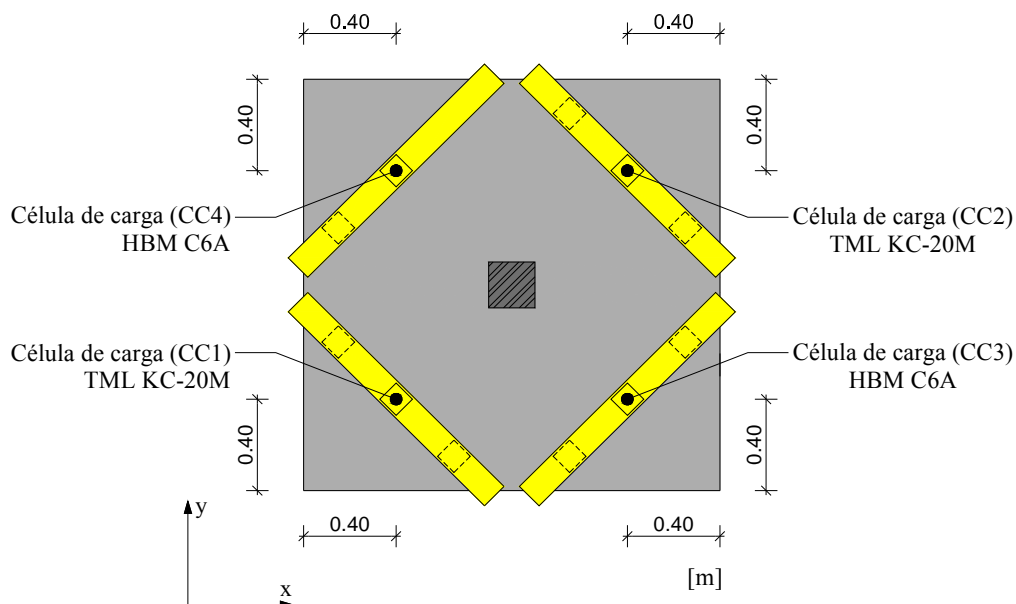


Figura 3.19 – Disposição em planta das célula de carga

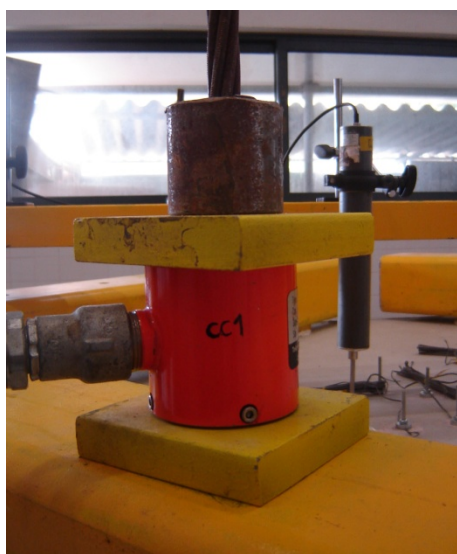


Figura 3.20 – Célula de carga da TML



Figura 3.21 – Célula de carga da HBM

Para a medição dos deslocamentos verticais da laje, instalaram-se cinco deflectómetros eléctricos da TML do tipo CDP-100 (Figura 3.24 a)) na direcção x, cujo posicionamento é apresentado na Figura 3.22. Cada deflectómetro foi fixo através de uma base magnética (Figura 3.24 b)) a uma viga metálica colocada sobre o modelo de ensaio. Para a rugosidade da face da laje não influenciar a medição dos deslocamentos, colou-se nos modelos uma pequena chapa de acrílico na zona de apoio do êmbolo do deflectómetro (Figura 3.24 c)).

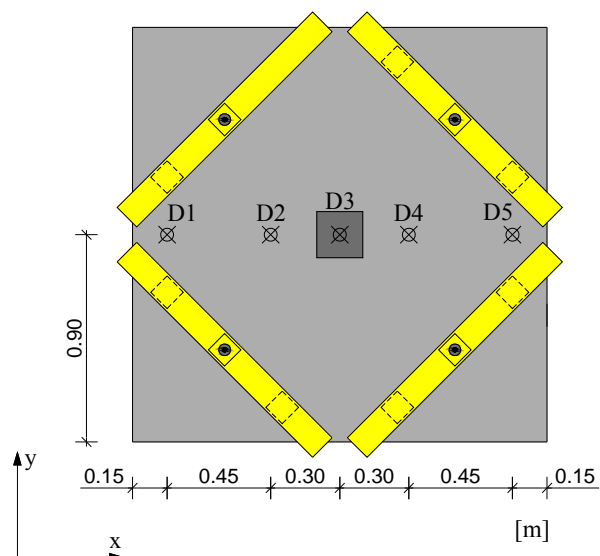


Figura 3.22 – Disposição em planta dos deflectómetros



Figura 3.23 – Vista geral dos deflectómetros



a)



b)



c)

Figura 3.24 – a) Deflectómetro eléctrico da TML. b) Base magnética de fixação. c) Chapa de acrílico de apoio do êmbolo

Para quantificar as extensões da armadura longitudinal superior, foram instrumentados três varões orientados na direcção y (maior altura útil), cada um com dois extensómetros eléctricos da TML do tipo FLA-5-11-5L, colocados em posição diametralmente oposta e a meio vão do varão. Os varões foram instrumentados alternadamente a partir do centro do pilar, sendo a distância entre varões instrumentados de 0.15 m.

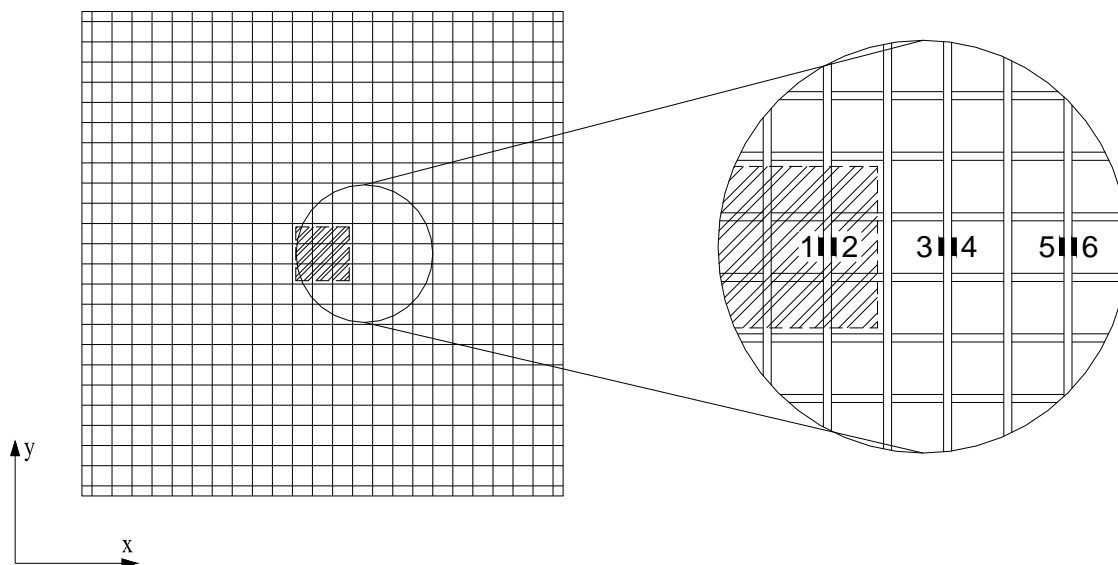


Figura 3.25 – Localização dos extensómetros na armadura superior

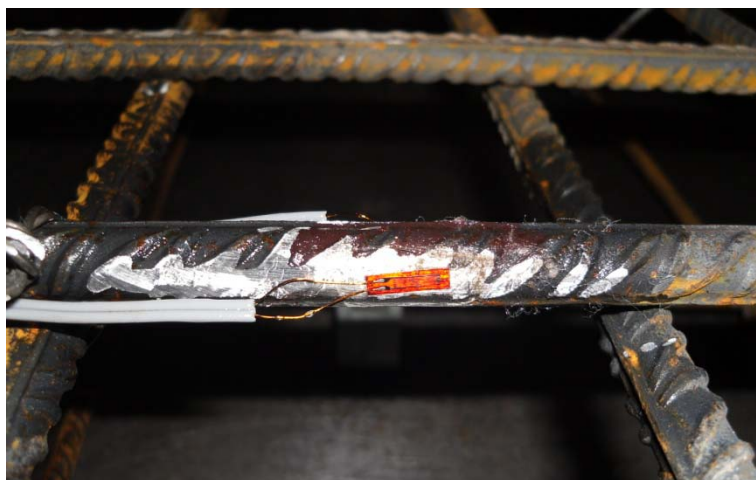


Figura 3.26 – Extensómetro colado na armadura longitudinal

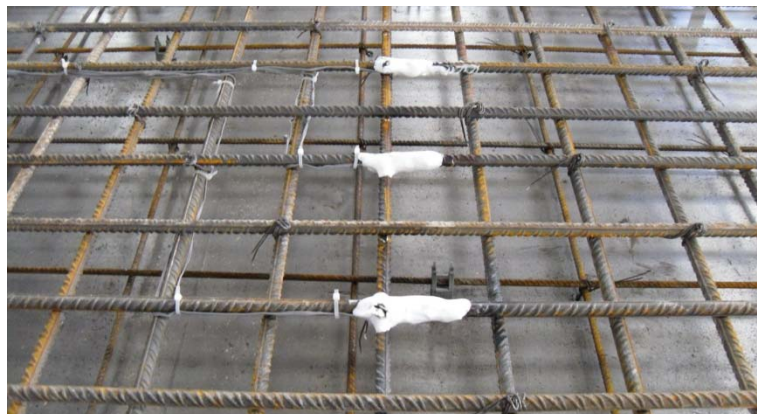


Figura 3.27 – Vista geral da armadura instrumentada e silicone de protecção dos extensómetros

Para conhecer a evolução das forças instaladas nos parafusos de reforço, procedeu-se à colocação de extensómetros eléctricos em oito parafusos de cada modelo (Figura 3.28). Cada parafuso foi instrumentado na zona central com dois extensómetros TML do tipo FLA-5-11-5L, posicionados diametralmente opostos (Figura 3.29).

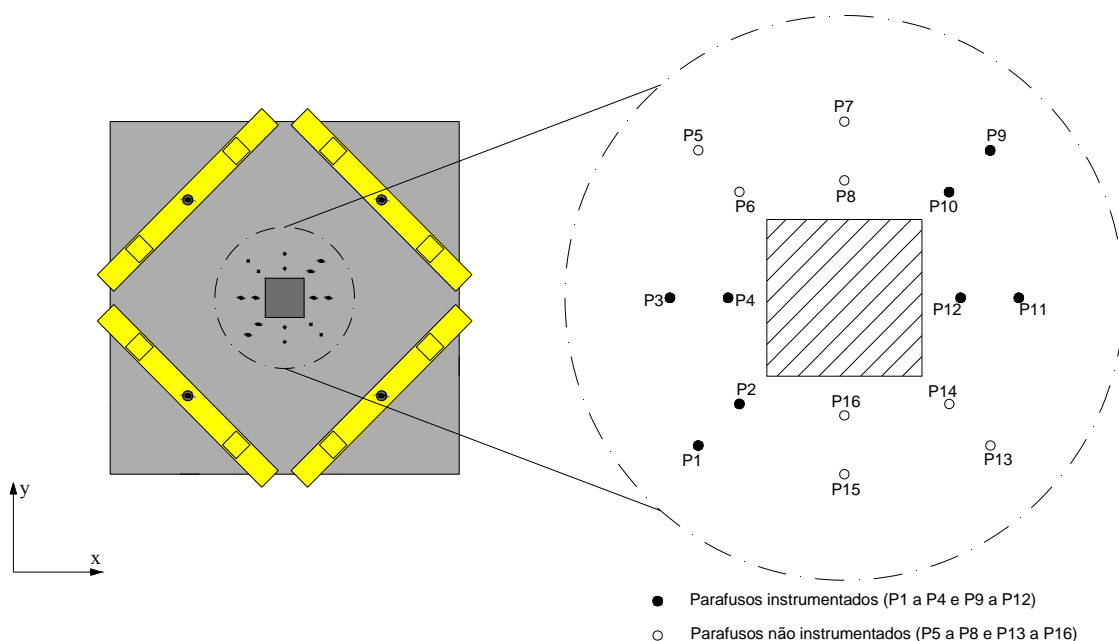


Figura 3.28 – Localização dos parafusos de reforço instrumentados

Os extensómetros foram cuidadosamente colados com um adesivo à base de cianoacrilato, procedendo-se à impermeabilização através da pulverização com um verniz para circuitos integrados. Posteriormente, de forma a proteger o extensómetro, colocou-se silicone neutro sobre este (Figura 3.30).



Figura 3.29 – Extensômetro colado na zona central do parafuso



Figura 3.30 – Parafuso de reforço instrumentado

Toda a instrumentação utilizada foi ligada a quatro unidades de aquisição de dados em série “Data Logger HBM Spider 8” (Figura 3.31).



Figura 3.31 – Data Logger HBM Spider 8

3.6 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Durante a execução dos ensaios utilizou-se uma unidade de controlo de pressão hidráulica (Figura 3.32) ligada ao macaco hidráulico que aplica a força ao modelo. Esta unidade permite controlar a pressão hidráulica transmitida ao macaco e a velocidade de aplicação da mesma.



Figura 3.32 – Unidade de controlo de pressão hidráulica

3.6.1 Modelo de referência (R)

Para a estudo da eficácia de determinada técnica de reforço, é necessário ter um modelo de referência, com o qual se comparam os resultados obtidos nos modelos reforçados. Este modelo não é reforçado e permite avaliar o acréscimo de resistência ao punçoamento, promovido pela técnica de reforço em estudo.



Figura 3.33 – Vista da zona de rotura por punçoamento do modelo R

O modelo foi ensaiado aos 65 dias de idade, com carregamento constante, tendo a rotura por punçoamento ocorrido aos 269 kN (Figura 3.33). As primeiras fendas tangenciais visíveis a olho nu surgiram aos 95 kN enquanto que as radiais surgiram aos 110 kN.

3.6.2 Modelos reforçados

O ensaio dos modelos reforçados é dividido em duas fases: a fase da fendilhação (fase 1) e a fase do carregamento até à rotura por punçoamento (fase 2).

3.6.2.1 Fase 1 (fendilhação)

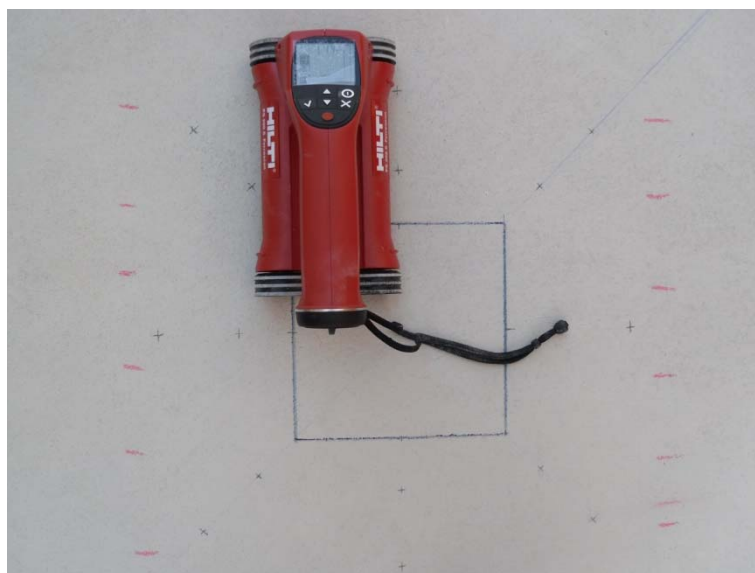
Para que os modelos apresentassem características idênticas às de uma laje com necessidade de reforço ao punçoamento, nomeadamente no que diz respeito à sua rigidez, estes foram sujeitos a um carregamento aplicado a velocidade constante até cerca de 60 % da carga de rotura do modelo de referência (R). O Quadro 3.8 apresenta o valor da carga realmente aplicada nesta fase em cada modelo.

Quadro 3.8 – Carga aplicada em cada modelo na 1ª fase

Modelo	Carga da 1ª fase [kN]	% da carga de rotura do modelo R
M6	159.9	59
M8	170.5	63
M6S	160.7	60
M8S	150.8	56
M6SE	149.9	56
M8SE	134.6	50

3.6.2.2 Fase 2 (reforço e posterior ensaio até à rotura)

As operações de reforço dos modelos iniciaram-se com o mapeamento das armaduras longitudinais superiores, através de um magnetómetro “Ferroskan PS 200” da HILTI (Figura 3.34), procedendo-se de seguida à marcação e execução dos dezasseis furos tendo o cuidado de evitar a destruição de varões. A disposição dos parafusos de reforço foi igual para todos os modelos e pode ser observada na Figura 3.35.

**Figura 3.34** – Magnetómetro utilizado no mapeamento das armaduras

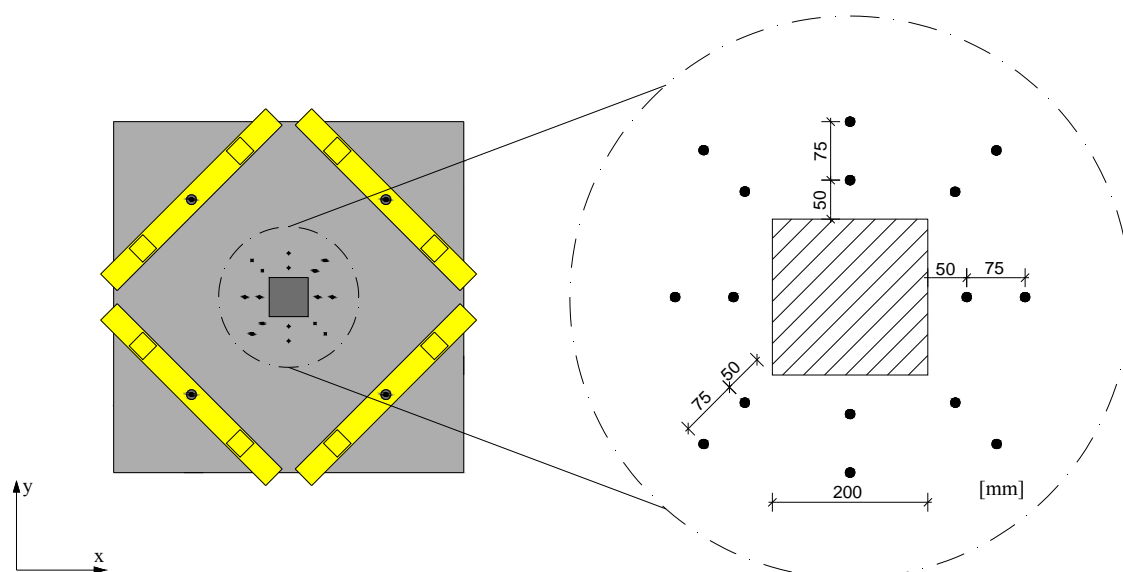


Figura 3.35 – Disposição dos parafusos de reforço

A furação provocou o destacamento do betão na zona envolvente dos furos na face inferior (Figura 3.36), sendo necessário efectuar a sua reparação com betume de pedra, para que a força de ancoragem dos parafusos seja distribuída de forma uniforme pela área das chapas de ancoragem.

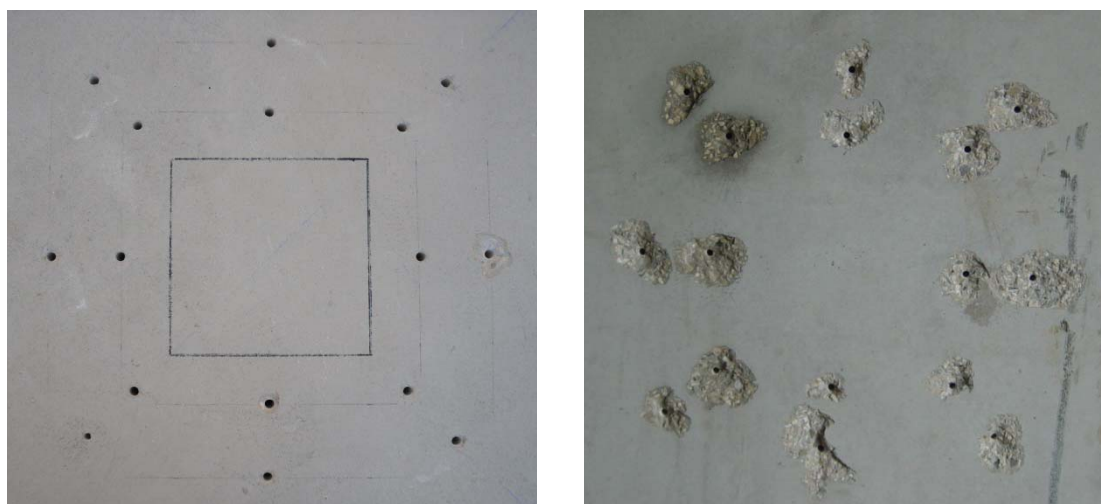


Figura 3.36 – Faces superior e inferior de um modelos após furação

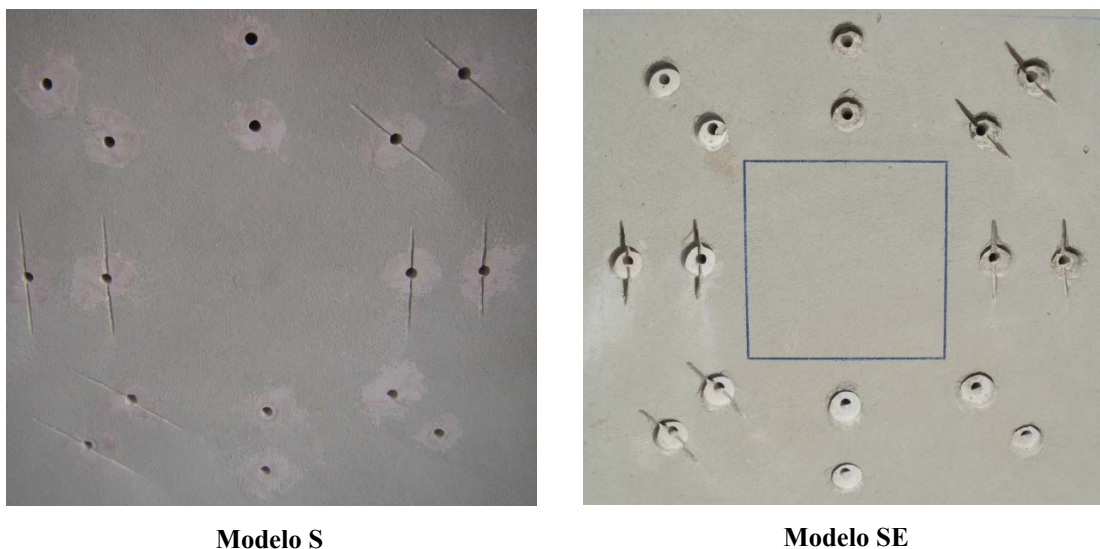


Figura 3.37 – Aspecto final dos furos após reparação com betume de pedra

Como se pode observar na Figura 3.37, realizaram-se rasgos nos furos onde foram colocados parafusos instrumentados, de forma a evitar que os fios dos extensómetros sejam esmagados pelas chapas de ancoragem.

Para fazer a ancoragem dos parafusos, nos modelos M6 e M8 usou-se uma chapa de aço com $150 \times 50 \times 5 \text{ mm}^3$ comum a dois parafusos (Figura 3.38 a)). Nos modelos M6S e M6SE utilizaram-se chapas de aço circulares com 5.50 mm de espessura, 6.65 mm de diâmetro interior e 20.75 mm de diâmetro exterior (Figura 3.38 b)), enquanto nos modelos M8S e M8SE utilizaram-se chapas de aço circulares com 7.50 mm de espessura, 9.10 mm de diâmetro interior e 27.00 mm de diâmetro exterior (Figura 3.38 c)).

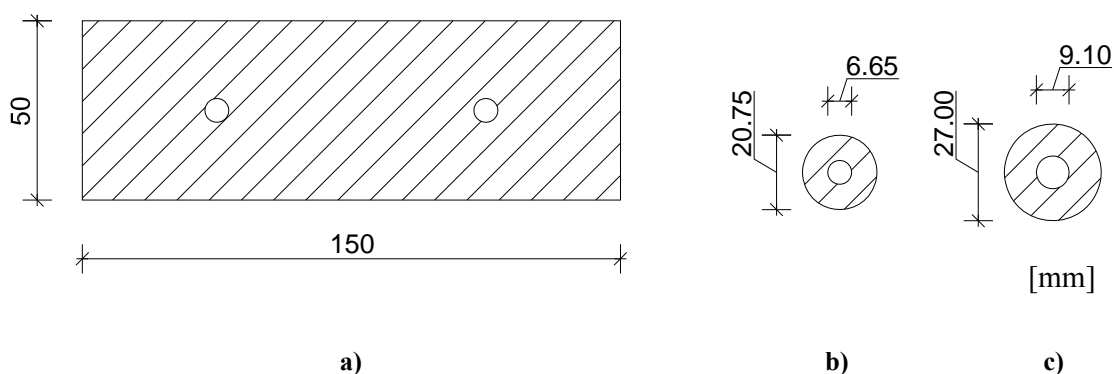


Figura 3.38 – Geometria em planta das chapas de ancoragem utilizadas nos modelos reforçados

A Figura 3.39 esquematiza em corte transversal o posicionamento das chapas de aço de pequenas dimensões, que asseguram a ancoragem dos parafusos nos modelos com sufixo S e SE. É importante referir, que embora no âmbito deste estudo não se tenha procedido ao corte do comprimento excedente dos parafusos, tal prática seria conveniente numa situação real de reforço, de modo a usufruir das vantagens arquitectónicas já anunciadas.

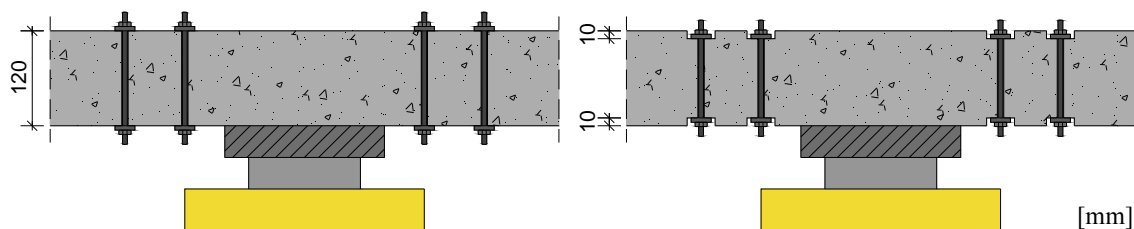


Figura 3.39 – Esquema ilustrativo do reforço nos modelos com sufixo S e SE, respectivamente

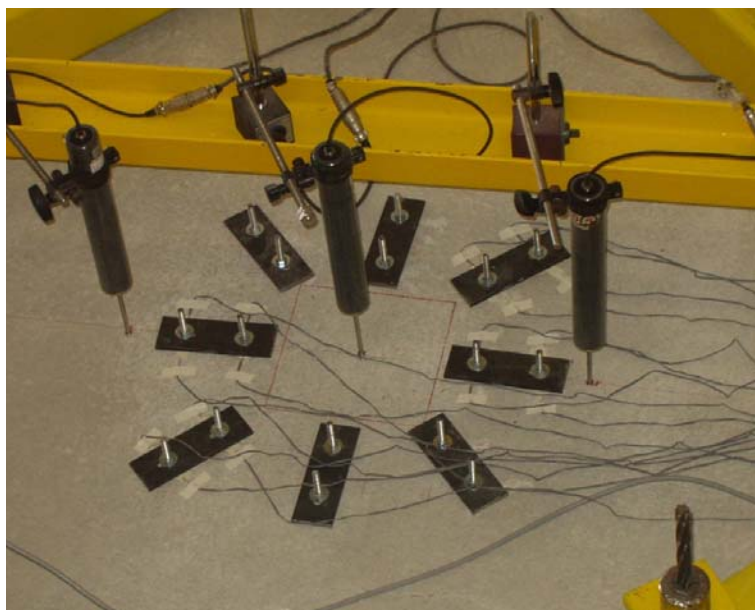


Figura 3.40 – Face superior de um modelo reforçado, com ancoragens de grandes dimensões



Figura 3.41 – Face inferior de um modelo reforçado, com ancoragens de grandes dimensões

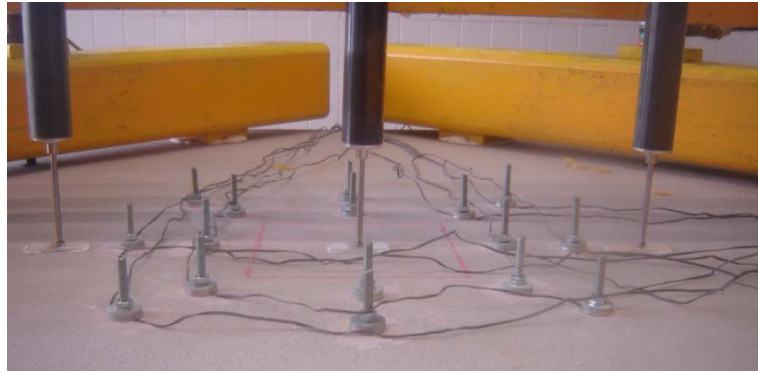


Figura 3.42 – Face superior de um modelo reforçado, com ancoragens de pequenas dimensões à superfície



Figura 3.43 – Face inferior de um modelo reforçado, com ancoragens de pequenas dimensões à superfície

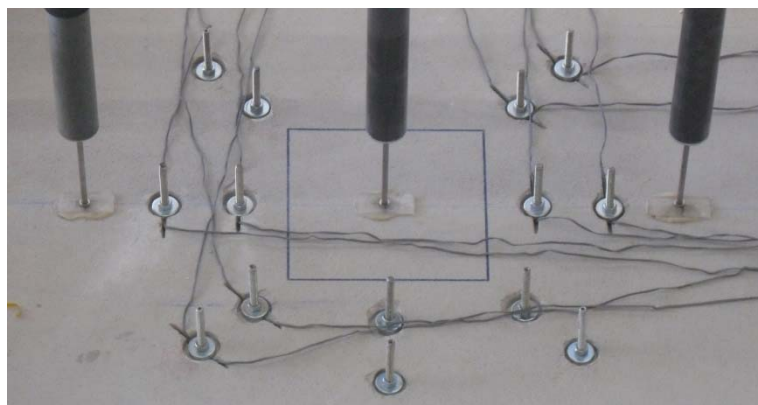


Figura 3.44 – Face superior de um modelo reforçado, com ancoragens embutidas de pequenas dimensões



Figura 3.45 – Face inferior de um modelo reforçado, com ancoragens embutidas de pequenas dimensões

Após a colocação dos parafusos de reforço, procedeu-se ao seu aperto e pré-esforço, controlando o torque através de uma chave dinamométrica. A força inicial média dos parafusos em cada modelo é apresentada no Quadro 3.9.

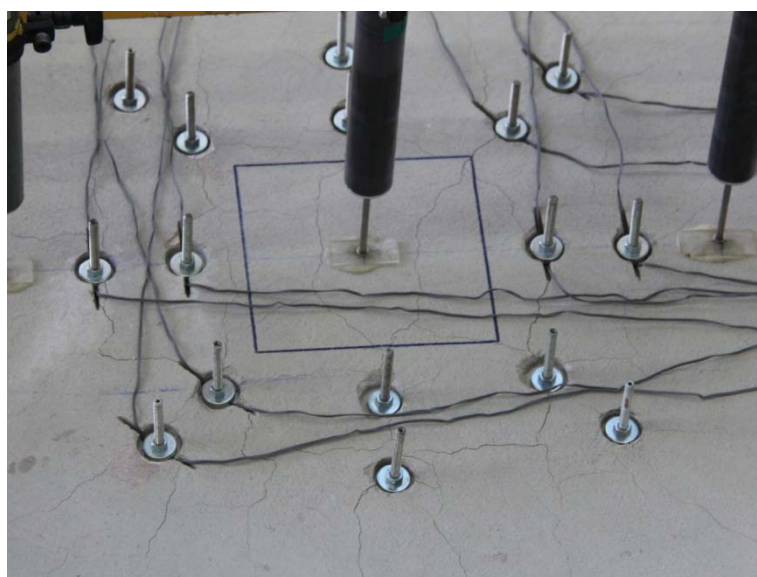
Quadro 3.9 – Força inicial média nos parafusos

Modelo	Força inicial média dos parafusos [kN]
M6	3.5
M8	5.9
M6S	2.7
M8S	5.5
M6SE	2.7
M8SE	6.3

O carregamento dos modelos reforçados até à rotura foi realizado a velocidade constante, e as cargas de rotura são apresentadas no Quadro 3.10. A Figura 3.46 corresponde a uma fotografia de um modelo reforçado, durante a fase de carregamento até à rotura. É de notar o elevado estado de fendilhação já existente, sendo possível identificar fendas tangenciais e radiais de corte e flexão.

Quadro 3.10 – Cargas de rotura dos modelos reforçados

Modelo	$V_{exp.}$ [kN]	Idade na rotura [dias]
M6	331	81
M8	381	99
M6S	329	701
M8S	352	707
M6SE	274	77
M8SE	273	80

**Figura 3.46** – Fendilhação de um modelo na fase de carregamento até à rotura

3.7 ANÁLISE DE RESULTADOS

3.7.1 Extensões na armadura longitudinal superior

Nesta secção é apresentada e analisada a evolução das extensões na armadura longitudinal superior dos modelos ensaiados. Conforme referido na secção 3.5, procedeu-se à instrumentação com extensómetros eléctricos de três varões da armadura longitudinal superior com maior altura útil (directção y). Em cada varão instrumentado foram colocados dois extensómetros em posição diametralmente oposta, sendo a distância entre varões instrumentados de aproximadamente 150 mm.

A evolução da extensão da armadura longitudinal instrumentada com o aumento da carga vertical aplicada é apresentada através de gráficos. Para cada modelo ensaiado, apresenta-se um gráfico com a evolução no decurso do ensaio, dos valores médios dos extensómetros de cada varão instrumentado. Nos modelos reforçados é apresentado a preto, a evolução da extensão do varão respectivo correspondente ao modelo de referência (R). Com a excepção dos gráficos relativos ao modelo de referencia (R), são apresentados no mesmo gráfico a evolução das extensões nas armaduras na fase de fendilhação e na fase de carregamento até à rotura.

A distribuição transversal da evolução da extensão das armaduras, é apresentada separadamente para as fases de fendilhação e de rotura e para alguns patamares de carga.

3.7.1.1 Modelo R

A Figura 3.47 apresenta a evolução da extensão das armaduras longitudinais no modelo de referência. Em geral, a extensão aumenta com o incremento da carga vertical aplicada. O início da fendilhação provoca a diminuição da rigidez do modelo, o que se constata pela diminuição da inclinação dos gráficos, verificada para uma carga vertical de cerca 50 kN.

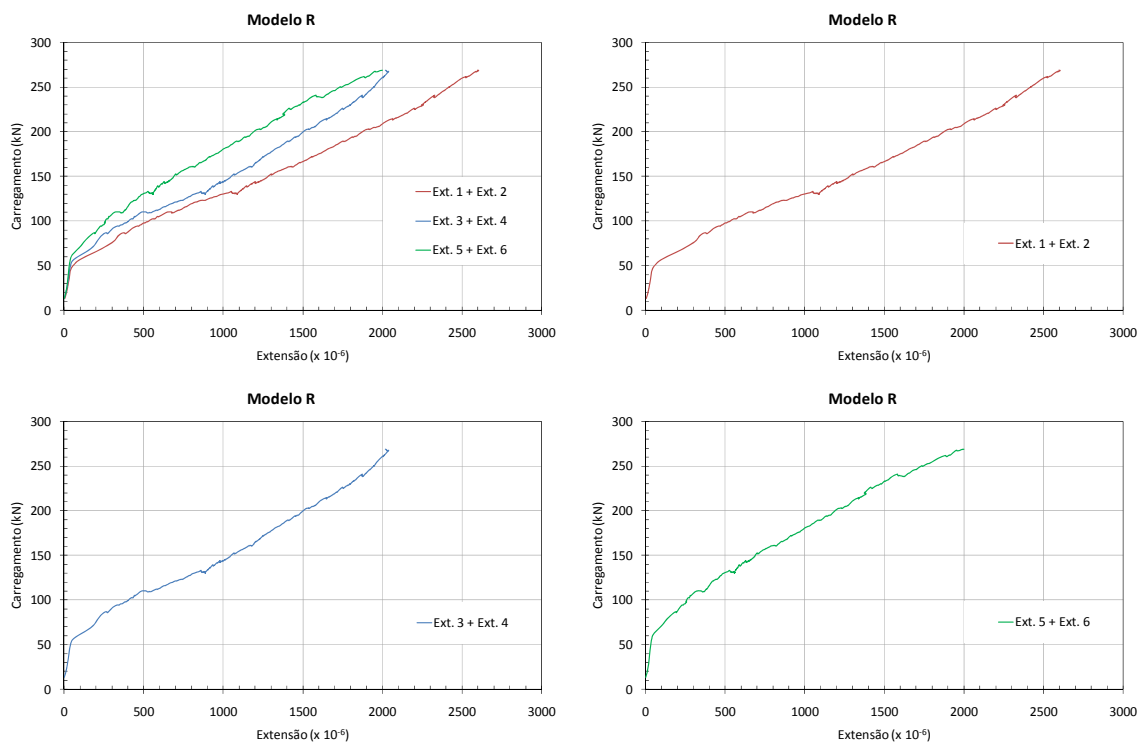


Figura 3.47 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo R

É de realçar o facto de, como seria de esperar, o par de extensómetros do varão mais próximo do centro da laje (Ext. 1 + Ext. 2) é o primeiro a acusar o aparecimento de fendas na laje.

Pela análise da evolução da extensão verifica-se que nenhum dos varões apresenta comportamento típico de cedência, pelo que se conclui que nenhum dos varões entrou em cedência.

Na Figura 3.48 é apresentada a distribuição da extensão dos varões instrumentados, para alguns patamares de carga. Como seria espectável, verifica-se que os varões com maior extensão são os mais próximos do ponto de aplicação do carregamento.

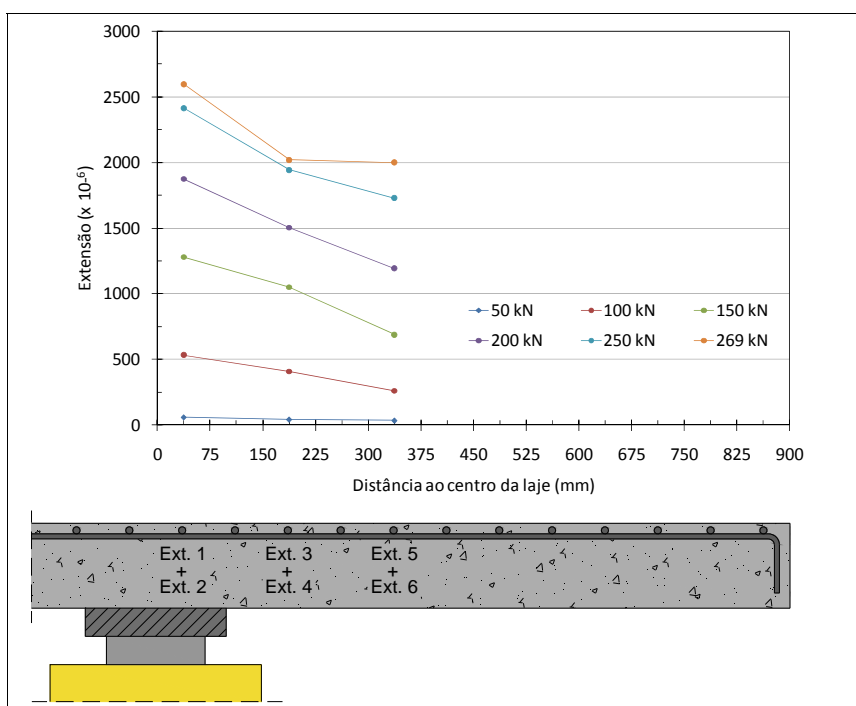


Figura 3.48 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo R

3.7.1.2 Modelo M6

A Figura 3.49 apresenta a evolução da extensão das armaduras longitudinais do modelo M6, na fase de fendilhação e na fase do carregamento até à rotura. Na fase de fendilhação é visível a perda de rigidez da laje para valores de carga vertical próximos de 25 kN. Quando o carregamento atinge cerca de 140 kN, existe um acréscimo da extensão nos varões provocado pelo aparecimento de fendas junto ao centro da laje. Após a descarga do modelo, os varões apresentam uma pequena extensão residual, onde os valores máximos são próximos de 0.2 ‰.

Na fase de carregamento até à rotura, após o reforço do modelo, a extensão evolui de forma aparentemente linear para níveis de carga baixos. Com o aumento da carga aplicada, a taxa de incremento da extensão do varão mais afastado do centro do modelo, regista um maior acréscimo, quando comparada com a dos varões mais próximos ao pilar.

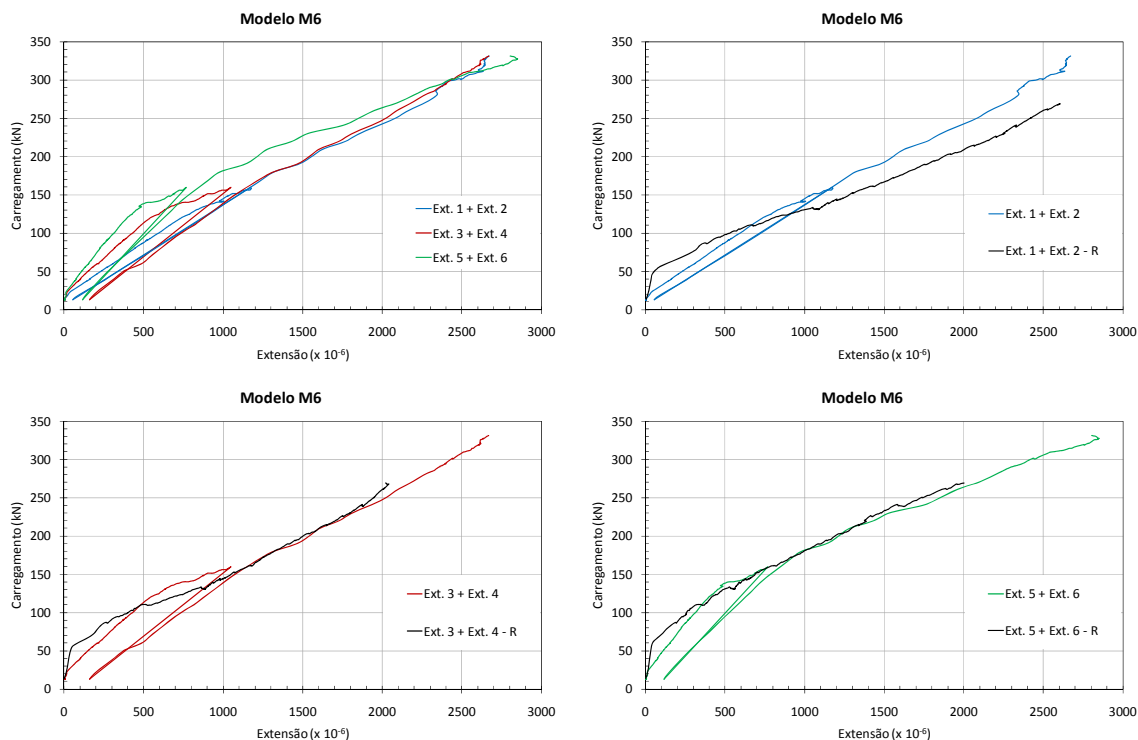


Figura 3.49 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M6

A Figura 3.50 mostra a distribuição transversal da extensão da armadura longitudinal superior, para alguns níveis de carga e em ambas as fases de carregamento. Na fase de fendilhação, a extensão toma valores decrescentes do centro para o bordo do modelo, enquanto na fase de carregamento até à rotura, nos níveis de carga que antecedem a rotura, o varão mais afastado do centro do modelo é o que apresenta maior valor de extensão. Este fenómeno deve-se à elevada fendilhação existente nesta fase do ensaio do modelo, que leva a alguma irregularidade na distribuição transversal de extensões da armadura longitudinal superior.

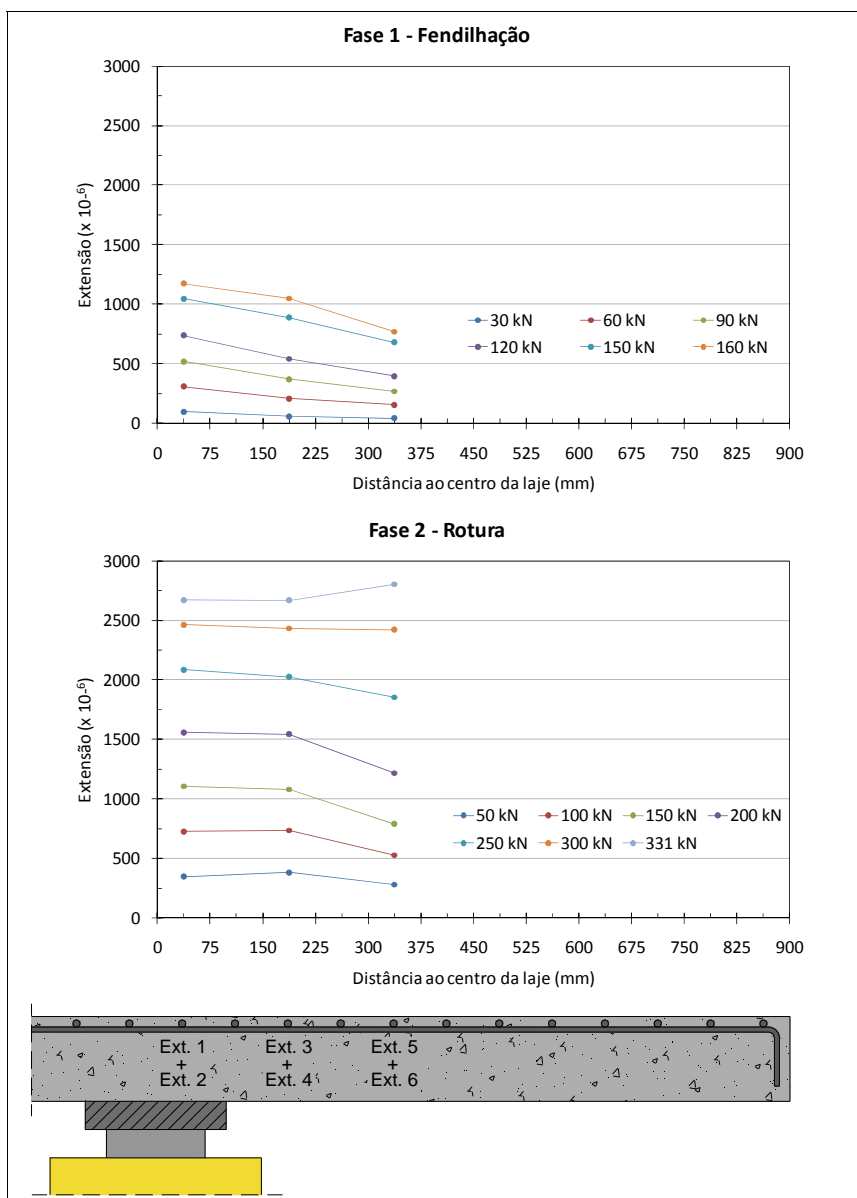


Figura 3.50 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M6

3.7.1.3 Modelo M6S

A evolução da extensão da armadura longitudinal do modelo M6S é apresentada na Figura 3.51, tanto na fase de fendilhação como na fase de carregamento até à rotura. Na fase de fendilhação identificam-se claramente dois andamentos distintos na evolução da extensão com a carga vertical aplicada. Até a carga vertical atingir cerca de 45 kN o gráfico apresenta uma elevada inclinação, sendo que para este nível de carregamento começam a surgir fendas que provocam a diminuição da rigidez da laje. Pela observação da evolução da extensão nos três varões instrumentados, é bem perceptível que a zona onde se encontra o varão mais próximo do centro da laje, como facilmente se

compreende, é onde surgem as primeiras fendas, levando à perda de rigidez nessa zona. Com o incremento do carregamento, a zona dos varões mais afastados do local de aplicação da carga também ficam fendilhadas, apresentando perda de rigidez para uma carga vertical de cerca de 85 kN, no caso do varão instrumentado mais afastado do centro da laje. Após a descarga da laje verifica-se a existência de deformação residual na armadura, sendo a extensão residual máxima observada cerca de 0.45 %.

Após o reforço com armadura transversal, a laje foi carregada até se atingir a sua rotura. A evolução da extensão das armaduras longitudinais é regular e sensivelmente linear, até a carga vertical aplicada atingir valores na ordem dos 280 kN. Para valores de carga superiores, existe bastante irregularidade na evolução das extensões, nomeadamente no varão mais próximo do centro da laje, onde se verifica grande variação da extensão para pequenos incrementos de carga. O elevado nível de fendilhação justifica o comportamento irregular da evolução das extensões da armadura longitudinal superior nesta fase.

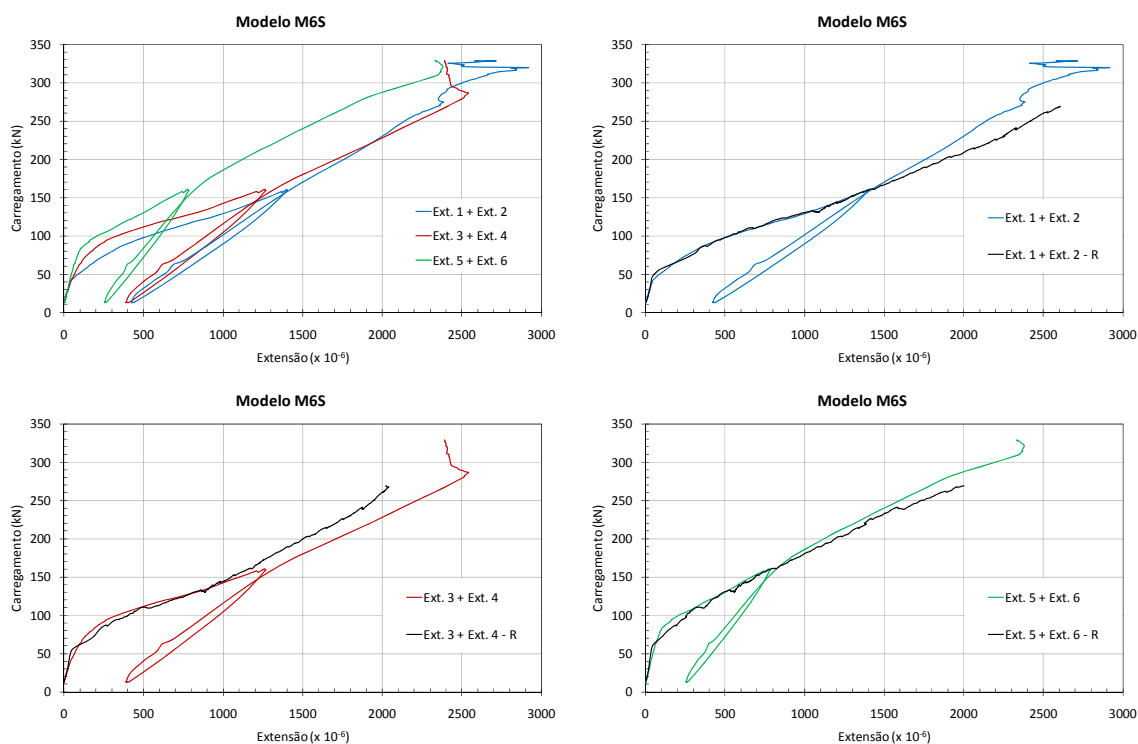


Figura 3.51 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M6S

No que diz respeito à distribuição transversal da extensão das armaduras longitudinais, esta pode ser observada na Figura 3.52, para ambas as fases do carregamento. Na fase de fendilhação a extensão apresenta um comportamento linear, previsível dado o baixo nível de fendilhação, sendo decrescente do varão mais próximo da zona de aplicação da carga para o varão mais afastado. Com a aplicação da carga, já depois de introduzido o reforço transversal, o comportamento mantém-se linear até um patamar de carga de

200 kN. Nos patamares de carga aplicada mais próximos da carga de rotura, a distribuição transversal da extensão fica mais irregular, verificando-se para o patamar de 250 kN que a extensão no varão a 187.5 mm do centro da laje é superior à extensão do varão mais próximo do mesmo, o que se justifica pelo funcionamento da laje em estado fendilhado.

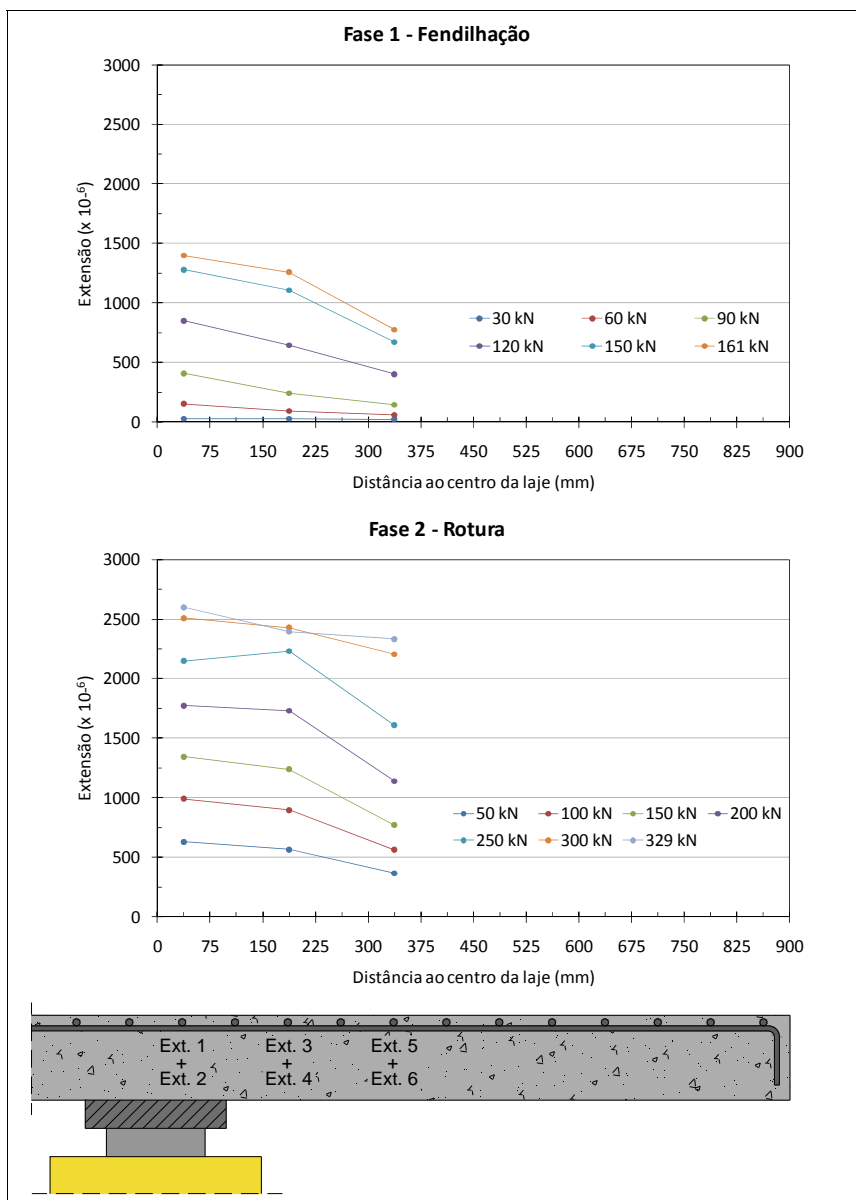


Figura 3.52 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M6S

3.7.1.4 Modelo M6SE

A Figura 3.53 mostra a evolução da extensão nos varões instrumentados da armadura longitudinal superior, do modelo reforçado com parafusos com 6 mm de diâmetro, e no

caso em que a ancoragem foi realizada através de chapas de pequena dimensão embutidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal. De referir, que o extensómetro 4, colocado no varão situado a 187.5 mm do centro do modelo, ficou danificado durante os procedimentos de reforço, pelo que os valores relativos a esse varão dizem respeito apenas à leitura de um único extensómetro.

Neste modelo, todos os varões instrumentados registam uma diminuição de rigidez quando a carga vertical aplicada atinge aproximadamente os 80 kN, sendo que até esse nível de carga a evolução da extensão nos vários varões é sensivelmente linear. Após a fase de fendilhação, todos os varões apresentam extensão residual, sendo o seu valor máximo na ordem dos 0.15 %.

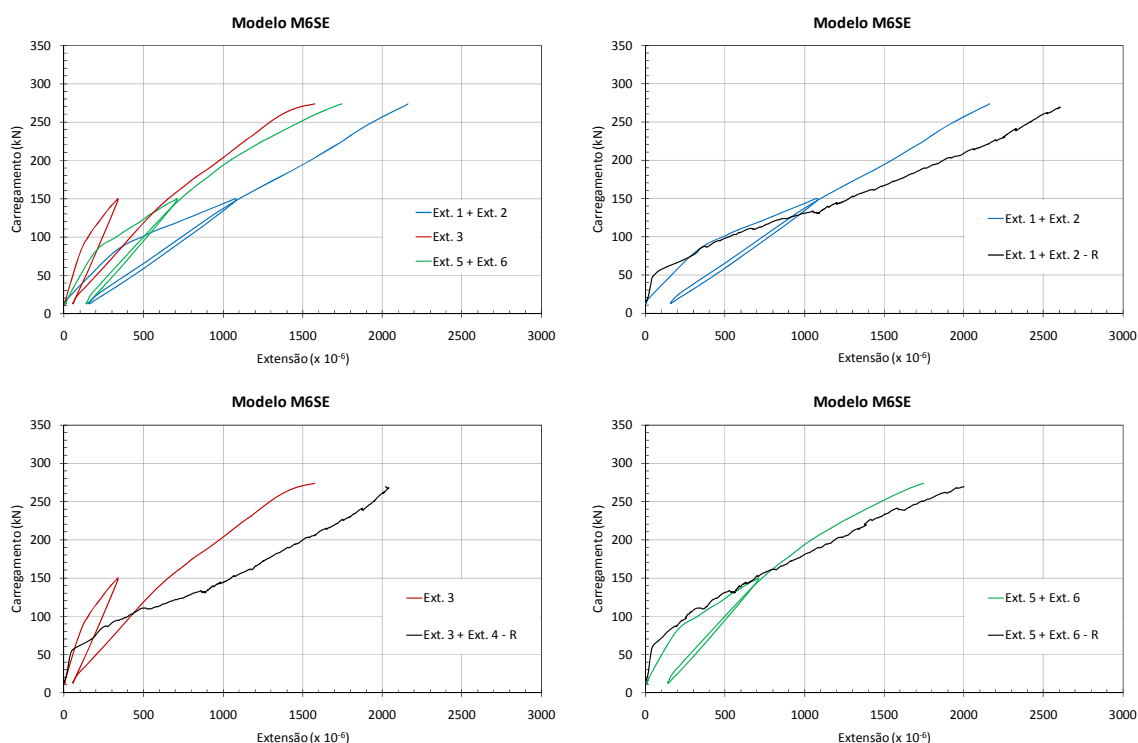


Figura 3.53 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M6SE

Na fase de aplicação da carga vertical até se atingir a rotura, e após o reforço, verifica-se que a extensão nos varões instrumentados, evolui de forma quase linear. Ao contrário do que se observa nos restantes modelos reforçados com parafusos de 6 mm diâmetro, para valores de carga vertical aplicada próximos da rotura, a evolução da extensão mantém-se constante.

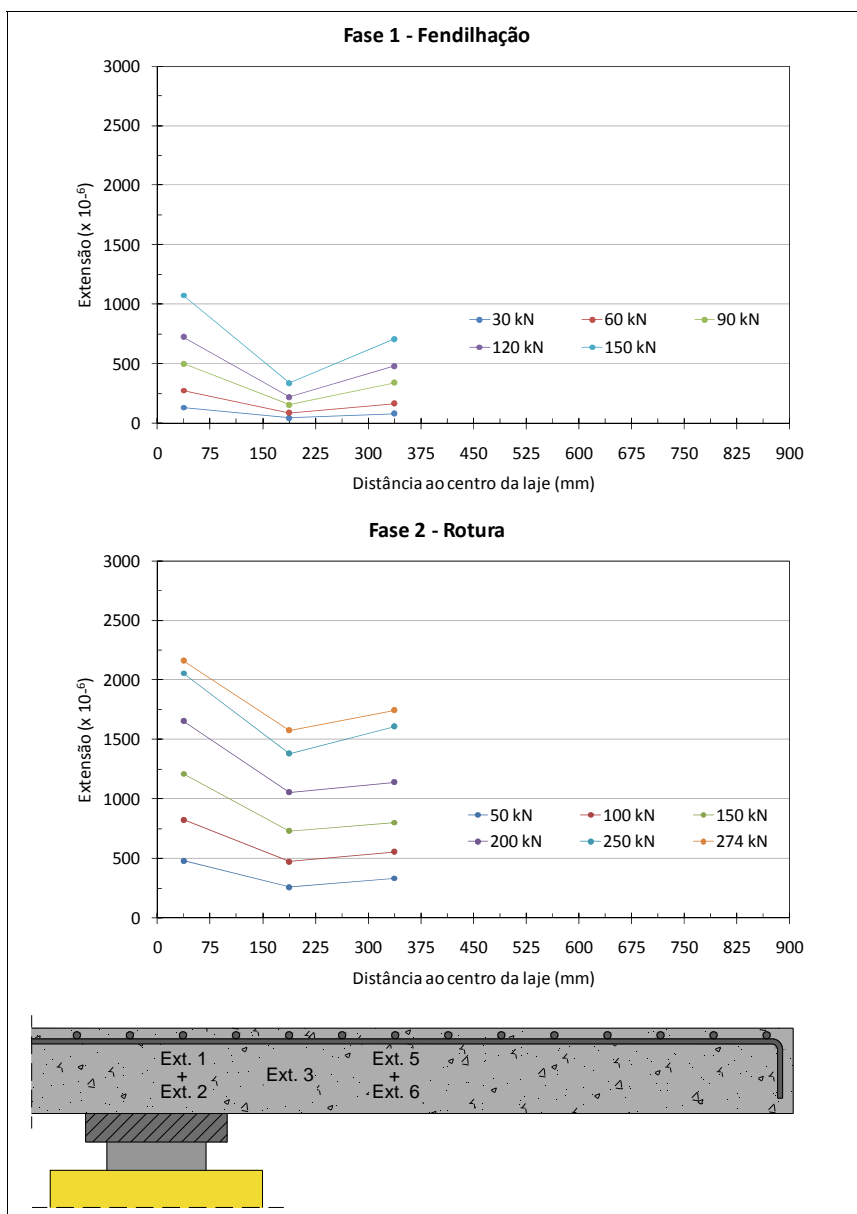


Figura 3.54 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M6SE

Na Figura 3.54 é apresentada, para as duas fases de carregamento, a distribuição transversal da evolução da extensão da armadura superior. Tanto na fase de fendilhação da laje, como na fase de carregamento até à rotura, o varão mais próximo do centro é o que apresenta os valores máximos de extensão. Seria de esperar que os valores da extensão da armadura longitudinal diminuíssem com o aumento da distância dos varões ao centro do modelo, o que no entanto não se verifica. O varão instrumentado mais afastado do centro do modelo apresenta, nas duas fases de carregamento e para todos os patamares de carga, valores de extensão mais elevados que o varão instrumentado adjacente. De referir no entanto, que no varão instrumentado do meio, só foram utilizados os dados registados por um extensómetro, visto que o Ext. 4 se avariou.

3.7.1.5 Modelo M8

Na fase de fendilhação do modelo M8, do mesmo modo que nos modelos anteriores já analisados, verifica-se a existência de duas fases distintas na evolução da extensão das armaduras longitudinais com a carga vertical. No início do carregamento, a inclinação do gráfico é muito acentuada, diminuindo para uma carga aplicada de aproximadamente 55 kN, o que se traduz na perda de rigidez da laje provocada pela abertura de fendas. O valor máximo da extensão residual após a descarga da laje é de cerca 0.5 %.

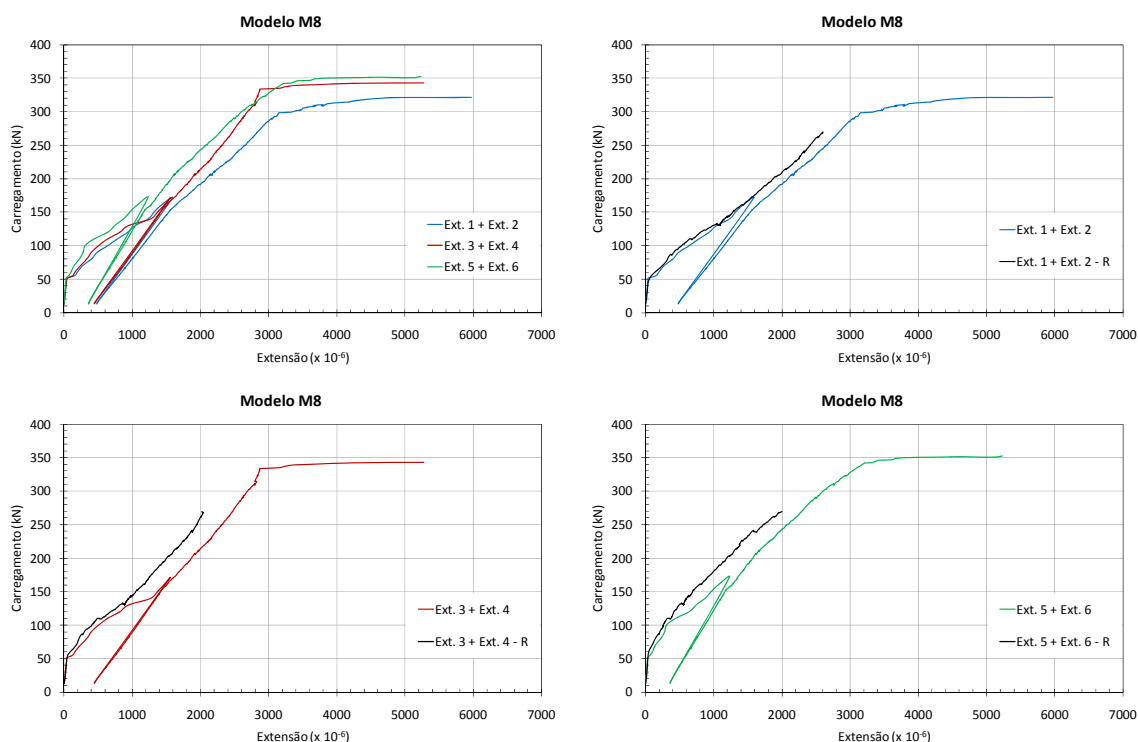


Figura 3.55 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M8

No carregamento até a rotura, observa-se que a evolução da extensão das armaduras longitudinais superiores é constante, até valores de carga vertical na ordem dos 300 kN. Com o aumento da carga aplicada para valores acima de 300 kN, o varão localizado mais próximo da zona de aplicação da carga apresenta comportamento típico de entrada em cedência, registando um acréscimo muito elevado da extensão para pequenos incrementos de carga. Os varões mais afastados do centro da laje, entram em cedência quando a carga vertical aplicada é da ordem dos 340 a 350 kN. A extensão de cedência registada para a armadura longitudinal foi de cerca de 3.0 ‰. Não foi possível obter o registo da extensão das armaduras até à carga imediatamente antecedente à rotura devido ao limite de medição dos extensómetros.

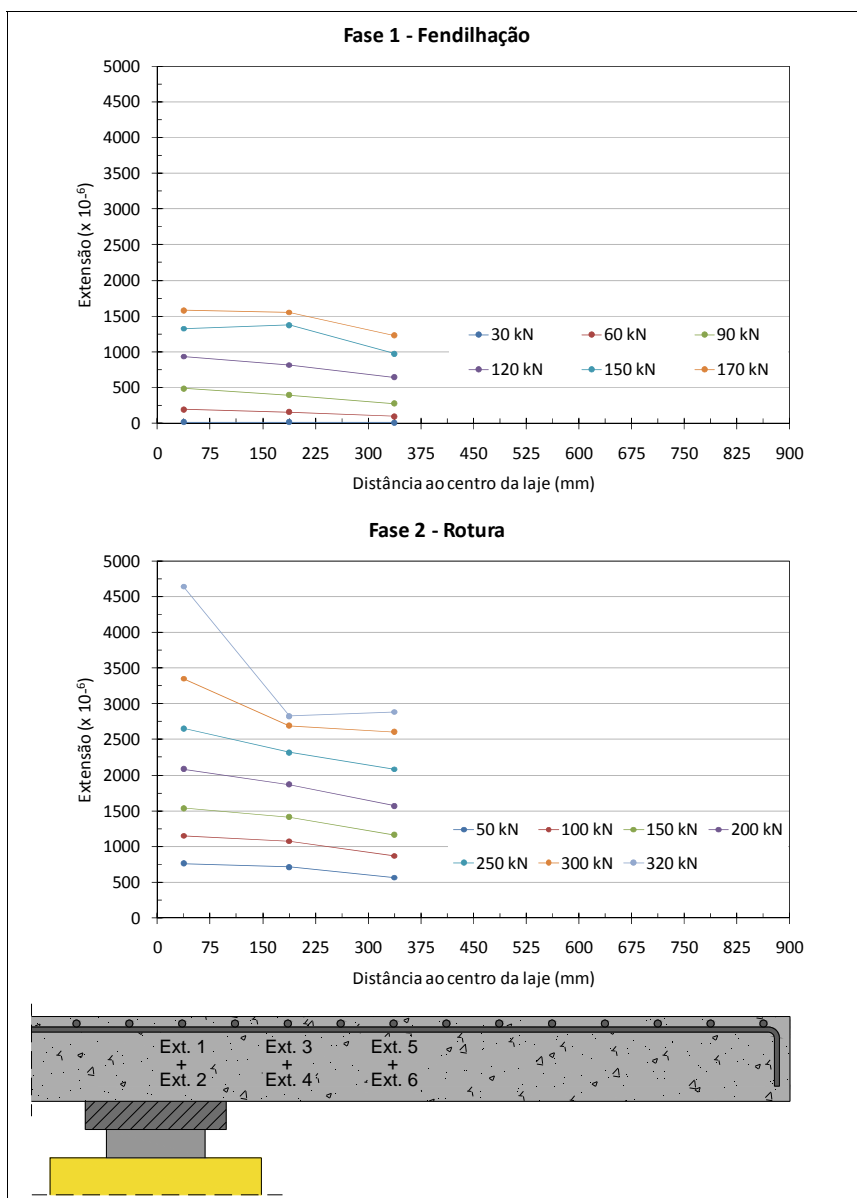


Figura 3.56 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M8

A Figura 3.56 mostra a distribuição transversal da extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M8, onde se observa que na fase de fendilhação os valores máximos se registam para o varão mais próximo do centro da laje, com excepção do patamar de carga igual a 150 kN, onde o valor máximo de extensão se verifica no varão que está a 187.5 mm do centro da laje.

Na fase de carregamento até à rotura, embora se verifique a rotura da laje para valores de carga vertical aplicada acima dos 350 kN, pelos motivos já indicados, não é possível apresentar a distribuição transversal da extensão nas armaduras, para o patamar de carga antecedente à carga de rotura. Todavia, optou-se por representar o patamar de carga igual a 320 kN, no qual nenhum dos varões instrumentados entrou em cedência. A

evolução da extensão nos patamares de carga registados, foi sensivelmente regular, registando-se os valores máximos e mínimos, respectivamente, no varão mais próximo e mais afastado do centro da laje.

3.7.1.6 Modelo M8S

Neste modelo, os extensómetros 4 e 6 localizados nos varões a cerca de 187.5 mm e 337.5 mm do centro da laje, respectivamente, ficaram danificados durante a preparação do ensaio, pelo que a extensão apresentada nos referidos varões foi medida apenas por um extensómetro. Na Figura 3.57 encontra-se a evolução das extensões nos varões instrumentados, com o incremento da carga vertical. Relativamente à variação da extensão com a carga vertical, verificou-se novamente uma separação em duas fases distintas. No modelo M8S, o início da fendilhação e consequente diminuição da rigidez ocorre para uma carga vertical de aproximadamente 70 kN. A extensão residual da armadura registada após a descarga da carga aplicada na fase de fendilhação, toma valores máximos inferiores a 0.4 ‰.

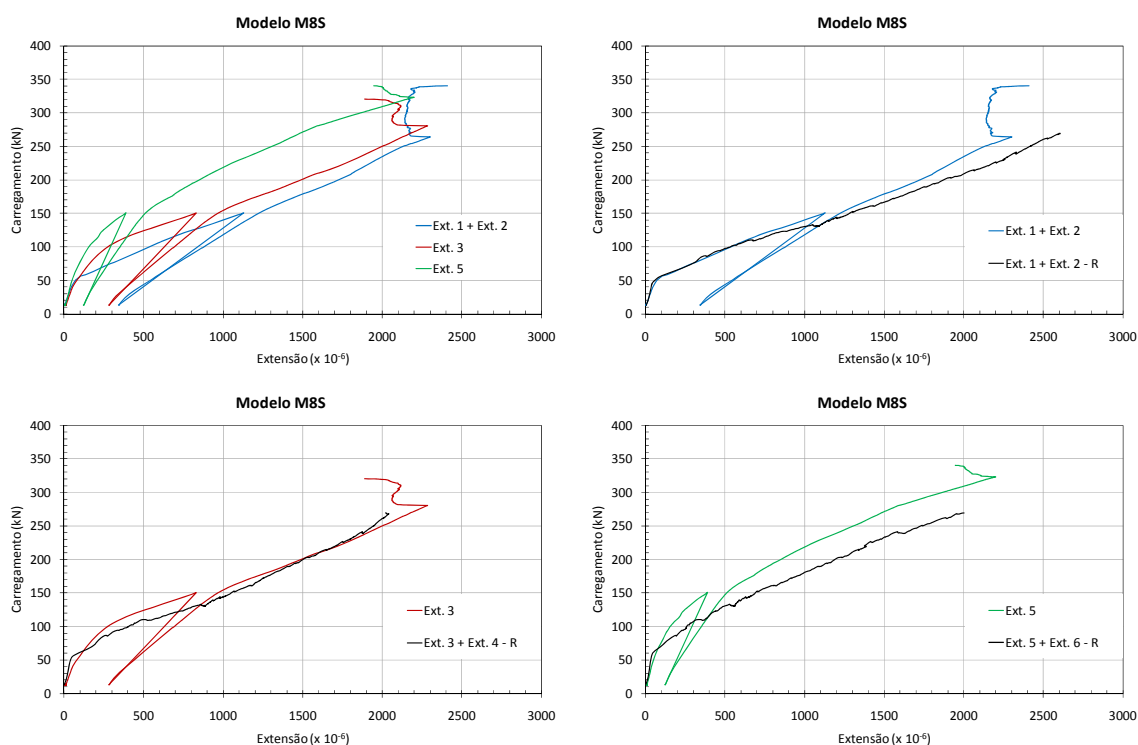


Figura 3.57 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M8S

Após a colocação dos parafusos de reforço ao punçoamento, a laje foi carregada até à rotura. Nesta fase a evolução das extensão nas armaduras é em geral regular até a carga

aplicada atingir valores na ordem dos 270 kN, a partir da qual o elevado nível de fendilhação existente provoca alguma perturbação no andamento das extensões.

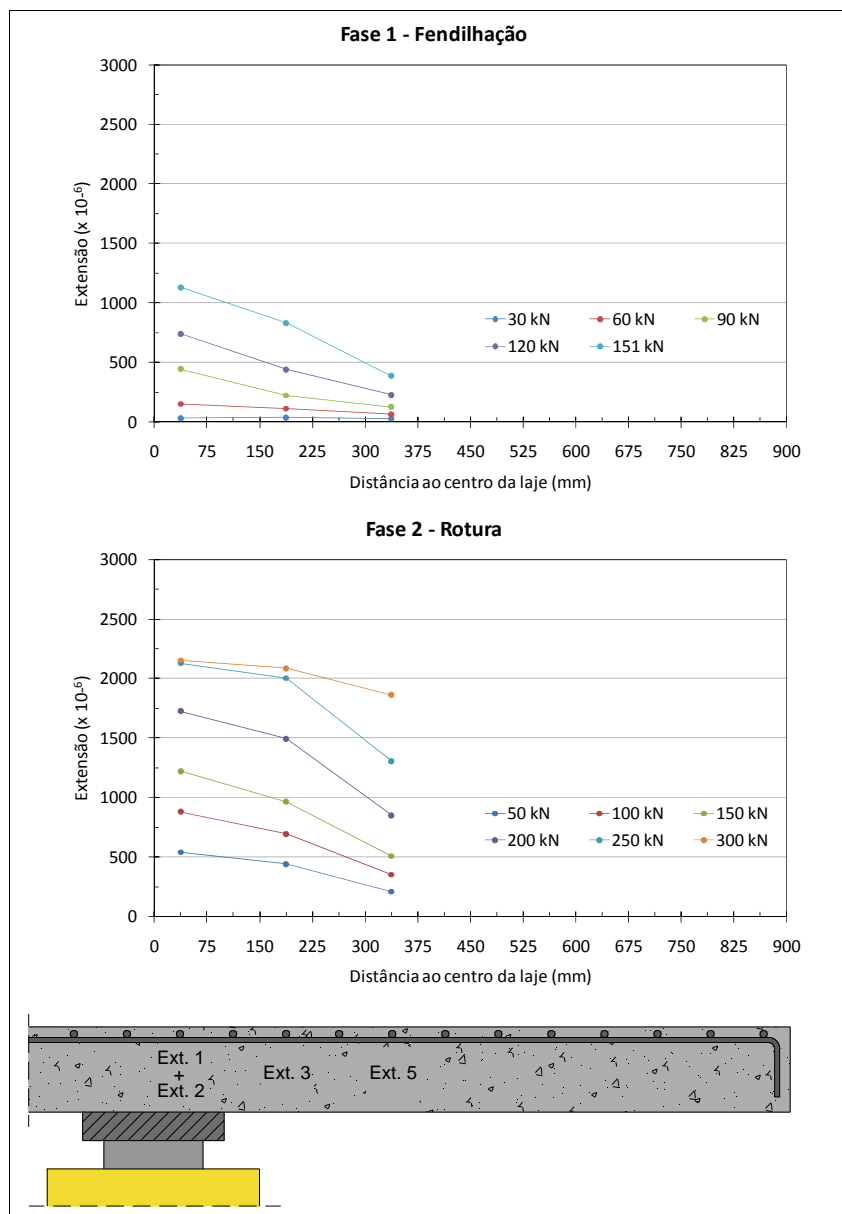


Figura 3.58 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M8S

A distribuição transversal das extensões na armadura longitudinal do modelo M8S é apresentada na Figura 3.58. A distribuição transversal de extensões apresenta valores máximos no varão mais próximo do centro da laje, para ambas as fases de carregamento. Neste gráfico, para fase de carregamento após o reforço, não foi possível apresentar a distribuição transversal de extensões para o patamar de carga que antecede a rotura, pelo motivo já exposto.

3.7.1.7 Modelo M8SE

Os extensómetros colocados no varão situado a 187.5 mm do centro do modelo, ficaram danificados durante as operações de reforço, pelo que foi impossível obter o registo da extensão no referido varão. Os gráficos apresentados na Figura 3.59, representam a evolução da extensão da armadura longitudinal superior, nas fases de fendilhação e carregamento até à rotura.

Na fase de fendilhação, é facilmente identificada a perda de rigidez da laje, para uma carga vertical aplicada de cerca de 40 kN. Após a descarga completa da carga na fase de fendilhação, verifica-se a existência de extensão residual na armadura longitudinal superior, sendo o seu valor máximo na ordem de 0.4 ‰, para o varão mais próximo do centro do modelo.

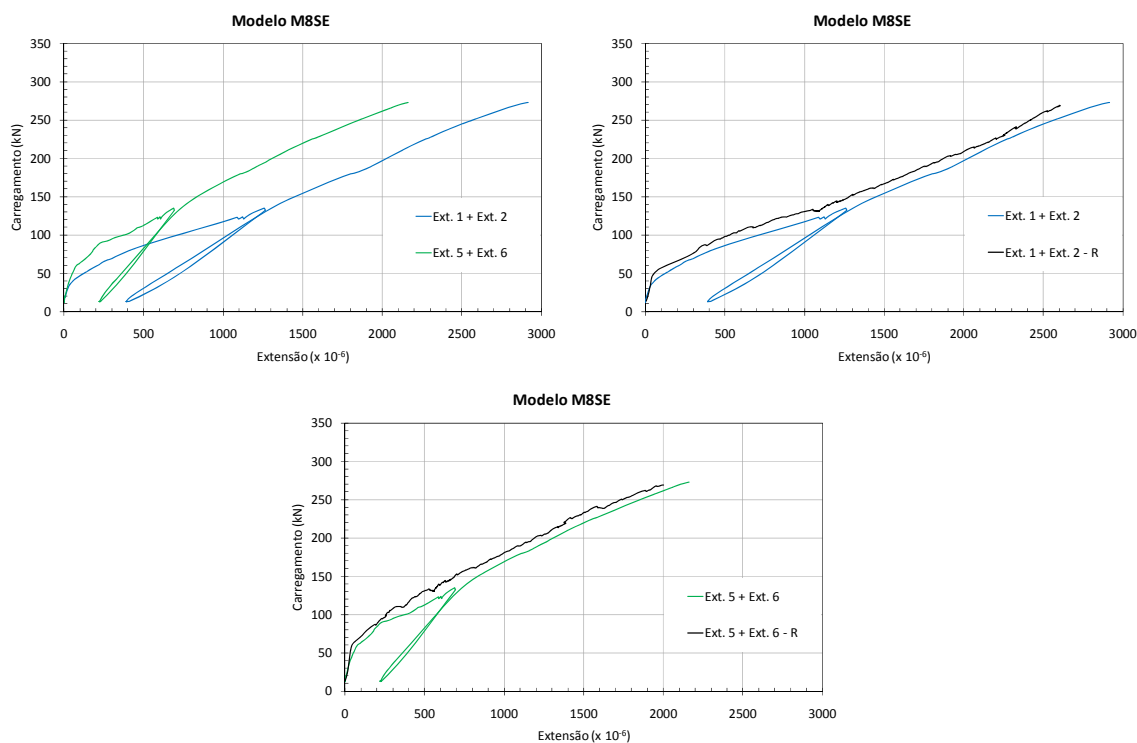


Figura 3.59 – Extensão das armaduras longitudinais superiores do modelo M8SE

Na fase de aplicação da carga até à rotura da laje, quando a carga vertical aplicada atinge o valor máximo da carga da fase de fendilhação, verifica-se uma ligeira diminuição da inclinação do gráfico da evolução da extensão, o que indica uma ténue perda de rigidez. A partir desse momento, com o acréscimo da carga vertical aplicada, a extensão da armadura longitudinal evolui de forma a tomar o alinhamento observado no final da fase de fendilhação. Verifica-se que, em ambas as fases de carregamento, a extensão dos varões longitudinais superiores instrumentados, evolui de forma análoga à dos varões do modelo de referência.

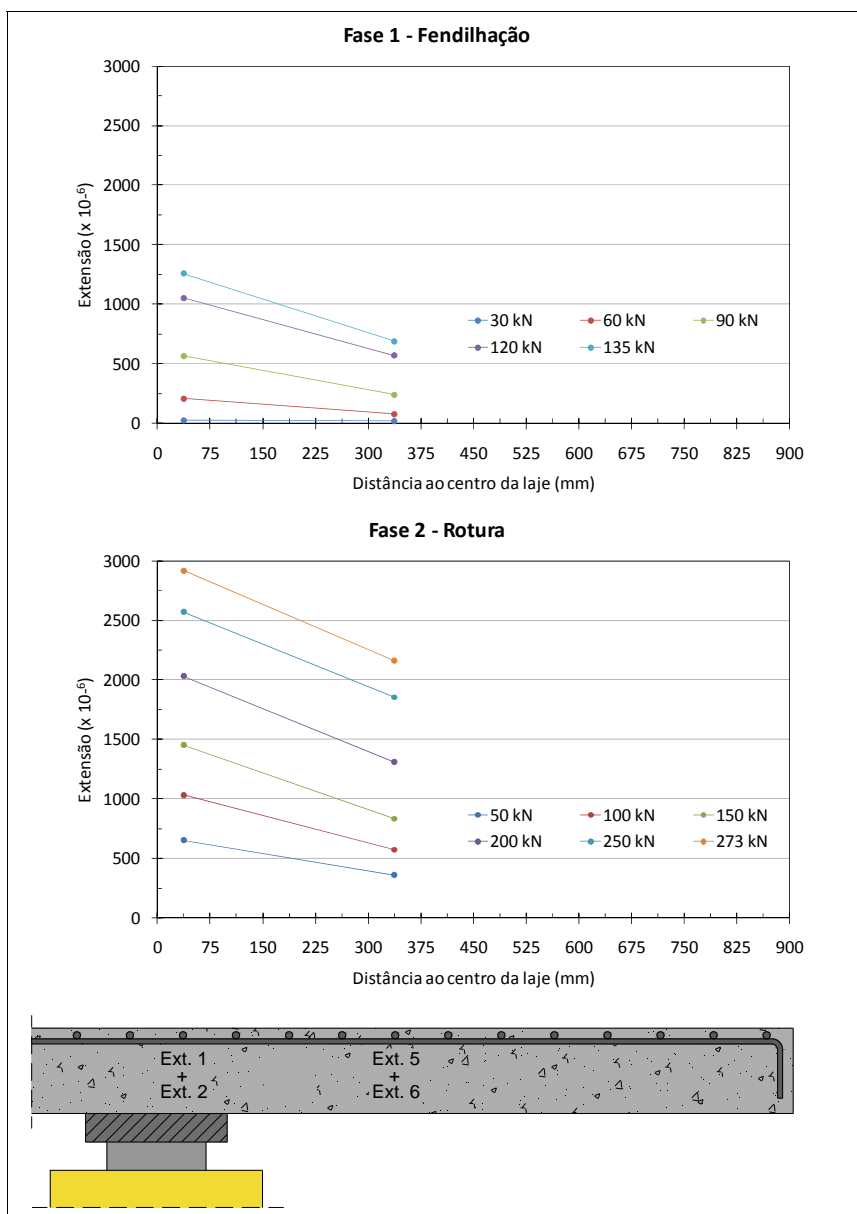


Figura 3.60 – Distribuição transversal na direcção x, da extensão na armadura longitudinal superior no modelo M8SE

Na Figura 3.60 pode observar-se a distribuição transversal da evolução da extensão da armadura longitudinal superior. Pelo motivo já referido, o varão situado a 187.5 mm do centro do modelo não é apresentado, assumindo-se de forma simplificada que a distribuição da extensão é linear, entre os dois varões em que foi possível registar a sua evolução. Em ambas as fases do carregamento, a distribuição transversal da evolução da extensão na armadura é a expectável, uma vez que o varão mais próximo do centro do modelo, apresenta valores mais elevados, em todos os patamares de carga.

3.7.1.8 Observações

Em todas as lajes ensaiadas, a evolução da extensão das armaduras longitudinais superiores com o aumento da carga vertical, apresenta duas fases distintas. No início da fase de fendilhação a inclinação do gráfico é mais acentuada, mas com o aparecimento de fendilhação existe uma diminuição significativa de rigidez, que se traduz na diminuição da inclinação do gráfico representativo da evolução da extensão. Quase todos os modelos apresentam elevada perturbação na evolução da extensão das armaduras longitudinais, para valores de carregamento próximos da carga de rotura.

A distribuição transversal da extensão das armaduras, apresenta em quase todos os modelos o comportamento expectável, verificando-se os valores mais elevados no varão mais próximo da zona de aplicação da carga, tomando valores decrescentes para os varões mais afastados.

Com o objectivo de compreender a influencia dos diversos factores em análise na evolução da extensão da armadura longitudinal superior, calcularam-se as extensões médias dos varões instrumentados para dois patamares de carga vertical aplicada, sendo estes de 200 e 250 kN. Os valores apresentados são relativos à armadura longitudinal superior orientada na direcção y, que por sua vez é a que apresenta maior altura útil. O Quadro 3.11 apresenta os valores obtidos para cada modelo ensaiado.

Quadro 3.11 – Valores médios da extensão da armadura longitudinal superior na direcção y, para a carga vertical aplicada igual a 200 e 250 kN

Modelo	V_{exp.}	V=200 kN	V=250 kN
	[kN]	$\epsilon_{\text{média}}$ [‰]	$\epsilon_{\text{média}}$ [‰]
R	269	1.5	2.0
M6	331	1.4	2.0
M8	381	1.8	2.4
M6S	329	2.0	2.4
M8S	352	1.4	1.8
M6SE	274	1.2	1.6
M8SE	273	1.7	2.2

Da análise da extensão média das armaduras, não é possível chegar a uma conclusão da influência da área de ancoragem dos parafusos, uma vez que não se verifica a mesma

tendência nos vários modelos ensaiados. Nos modelos reforçados com parafusos M6, a diminuição da área de ancoragem dá origem ao aumento dos valores médios da extensão dos varões instrumentados, enquanto que nos modelos em que se utilizou parafusos M8, a diminuição da área de ancoragem leva a um decréscimo dos valores médios da extensão.

No que diz respeito à variação do diâmetro dos parafusos utilizados no reforço, também não se evidenciou nenhuma tendência, no comportamento da evolução da extensão das armaduras longitudinais. Nos modelos em que a ancoragem foi realizada através de chapas de aço de grandes dimensões, comuns a dois parafusos, ou através de chapas de aço embutidas de pequenas dimensões, o aumento do diâmetro dos parafusos levou a um ligeiro acréscimo da extensão nos varões instrumentados, enquanto nos modelos em que se utilizaram chapas de aço de pequenas dimensões, à superfície do betão, com o aumento do diâmetro dos parafusos registou-se a diminuição da extensão da armadura longitudinal.

Fazendo a análise dos modelos em que se adoptaram chapas de pequenas dimensões para realizar a ancoragem dos parafusos de reforço, nada se pode concluir da influência do posicionamento das chapas, na evolução da extensão da armadura longitudinal superior. Nos modelos em que se utilizaram parafusos de reforço de 6 mm de diâmetro, com a diminuição do comprimento solicitado dos parafusos, verificou-se a redução da extensão da armadura. Nos modelos com parafusos de reforço com 8 mm de diâmetro o comportamento observado foi o oposto.

3.7.2 Deslocamentos verticais

Como foi referido na secção 3.5 do presente capítulo, foram instalados cinco deflectómetros eléctricos, que permitiram determinar os deslocamentos em quatro pontos da laje, relativamente ao seu centro.

Nesta secção são apresentados alguns gráficos que foram elaborados com o objectivo de simplificar a análise de resultados. Para cada modelo reforçado ensaiado foi elaborado um gráfico com a evolução dos deslocamentos ao longo das duas fases de carregamento a que foram sujeitos, fase de fendilhação e fase de carregamento até à rotura. No modelo de referência apenas existiu a fase de carregamento até ocorrer a rotura da laje. Os gráficos apresentados dizem respeito ao deslocamento vertical às distâncias de 300 e 750 mm do centro da laje, e os valores foram obtidos pela média dos deflectómetros colocados nos pontos referidos.

Com objectivo de analisar a influência dos vários factores em estudo, elaboraram-se gráficos onde se comparam os deslocamentos dos modelos reforçados e do modelo de referência. Para finalizar, são apresentadas as deformadas de todos os modelos ensaiados.

3.7.2.1 Modelo R

A Figura 3.61 apresenta a evolução dos deslocamentos no decorrer do ensaio do modelo de referência. O deslocamento máximo medido ocorre à distância de 0.75 m do centro da laje e o seu valor médio é de cerca 8.2 mm. De forma idêntica ao que se verifica na evolução das extensões da armadura longitudinal, são identificáveis duas fases distintas na evolução dos deslocamentos da laje. Quando a carga vertical atinge cerca de 80 kN existe uma perda de rigidez consequente da fendilhação existente, registando-se a partir desse ponto um acréscimo de deslocamentos mais acentuado.

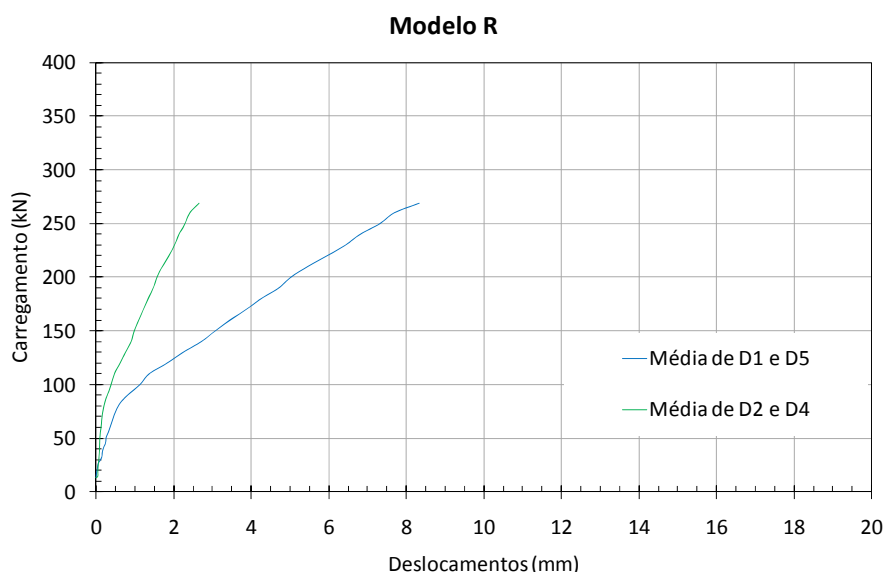


Figura 3.61 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo R

3.7.2.2 Modelo M6

O modelo M6 foi sujeito a uma carga de fendilhação de cerca de 160 kN, procedendo-se em seguida à descarga da laje. Nesta fase verificou-se uma deformação residual de cerca 0.3 mm à distância de 0.75 m do centro (Figura 3.62). Quando a carga vertical aplicada atinge 35 kN verifica-se uma ligeira diminuição da rigidez. Após as operações de

reforço o modelo foi carregado até atingir a rotura, sendo o deslocamento máximo medido a 0.75 m do centro do modelo de aproximadamente 10.5 mm.

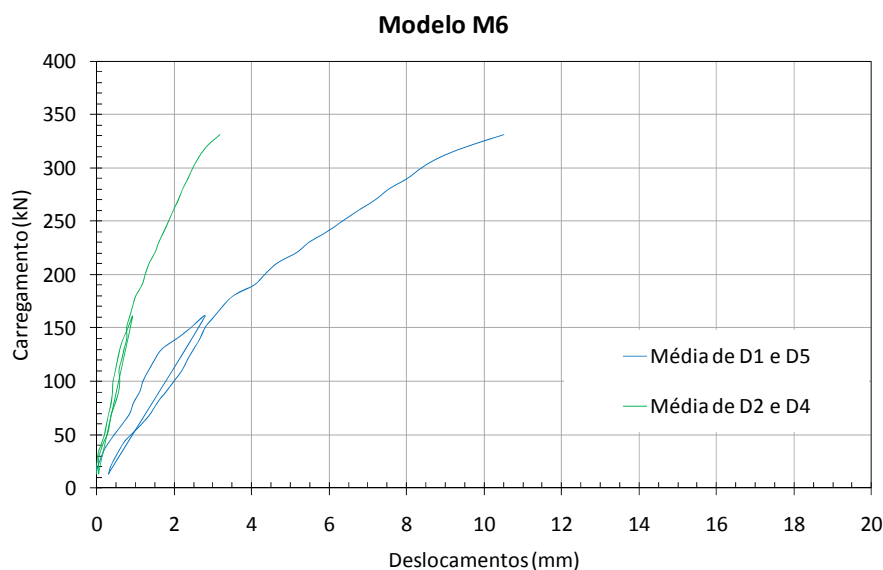


Figura 3.62 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M6

3.7.2.3 Modelo M6S

A Figura 3.63 apresenta a evolução dos deslocamentos verticais do modelo M6S, onde se pode observar que na fase de fendilhação a carga máxima aplicada foi de cerca 160 kN, sendo o deslocamento máximo registado nesta fase na ordem de 3.6 mm.

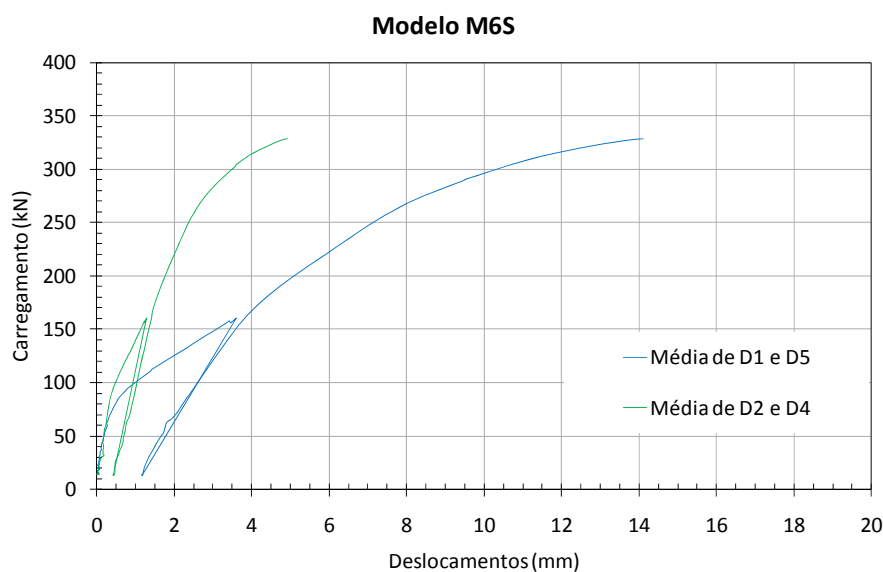


Figura 3.63 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M6S

No início do carregamento, os deslocamentos aumentam de forma aparentemente linear, observando-se uma perda de rigidez da laje quando o carregamento aplicado atinge cerca de 70 kN. Na fase de carregamento até à rotura, o deslocamento máximo registado imediatamente antes do colapso, atinge os 14.0 mm a 0.75 m do centro da laje.

3.7.2.4 Modelo M6SE

No modelo M6SE, a carga máxima aplicada na fase de fendilhação foi de cerca de 150 kN, correspondendo a um deslocamento máximo de aproximadamente 3.8 mm, à distância de 0.75 m do centro da laje (Figura 3.64). Quando a carga vertical aplicada atinge 80 kN, a evolução dos deslocamentos verticais indiciam a diminuição de rigidez do modelo. Após esta fase de carregamento, a deformação residual máxima é próxima de 1.0 mm.

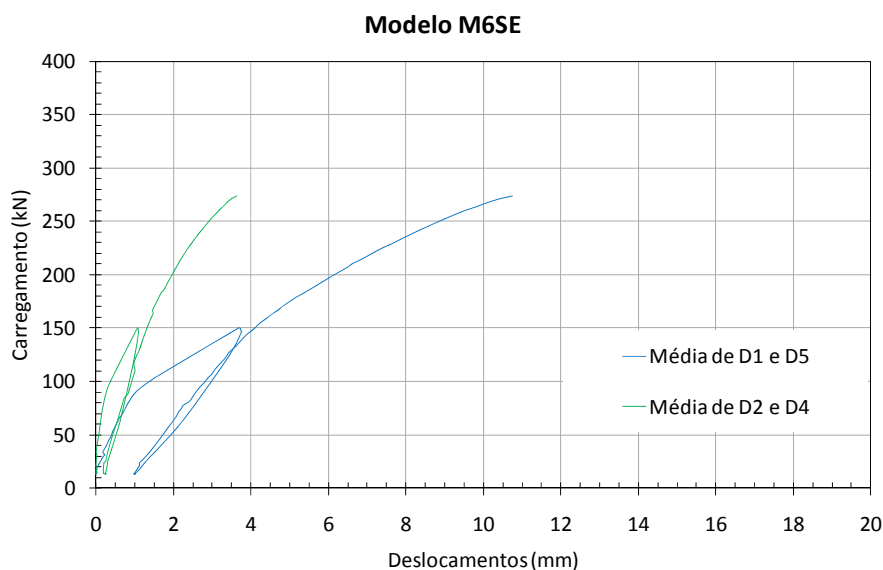


Figura 3.64- Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M6SE

Na fase de carregamento até à rotura, o gráfico que representa a evolução dos deslocamentos vai diminuindo a sua inclinação até à rotura, o que evidencia a evolução da fendilhação e consequente diminuição da rigidez do modelo ao longo do carregamento. O máximo deslocamento medido antes da rotura da laje foi de 10.8 mm, a 0.75 m do seu centro.

3.7.2.5 Modelo M8

A evolução dos deslocamentos do modelo M8 é apresentada na Figura 3.65 para as duas fases de carregamento. Na fase de fendilhação quando a carga aplicada atinge cerca de 55 kN, existe um aumento da taxa de deformação provocada pelo aparecimento de fendas e a deformação residual máxima após a descarga é de 1.0 mm, aproximadamente. O deslocamento máximo registado antes da rotura da laje foi de 18.6 mm e ocorreu para uma carga aplicada próxima de 380 kN.

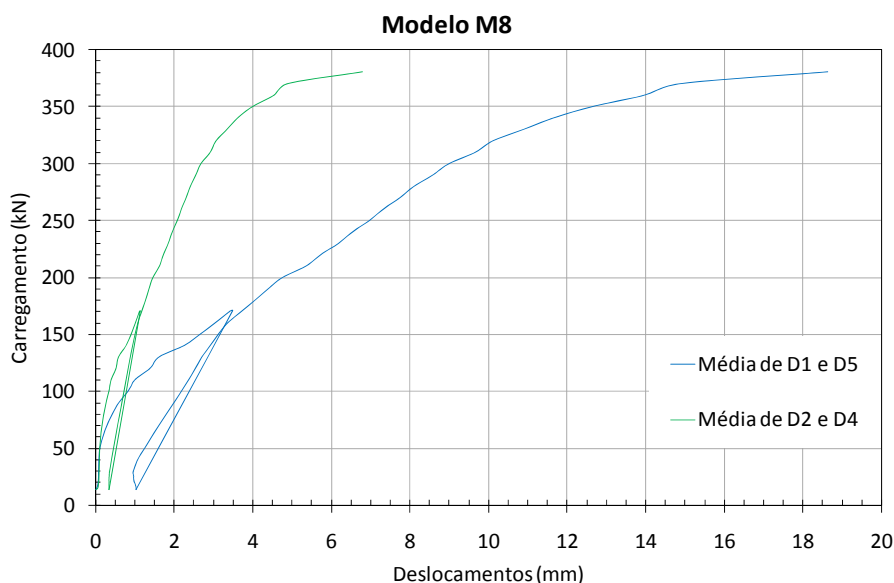


Figura 3.65 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M8

3.7.2.6 Modelo M8S

No modelo M8S, a carga vertical máxima na fase de fendilhação ronda os 150 kN, registando-se nesse momento uma deformação de cerca 3.0 mm (Figura 3.66). Após a descarga completa do modelo, a sua deformação residual máxima toma valores na ordem dos 1.3 mm. Ao atingir uma carga vertical aplicada próxima de 70 kN, a laje começa a perder rigidez. Na fase de carregamento até à rotura, é notória a tendência para a diminuição da rigidez da laje ao longo do carregamento, sendo a máxima deformação registada nesta fase de cerca de 16.2 mm.

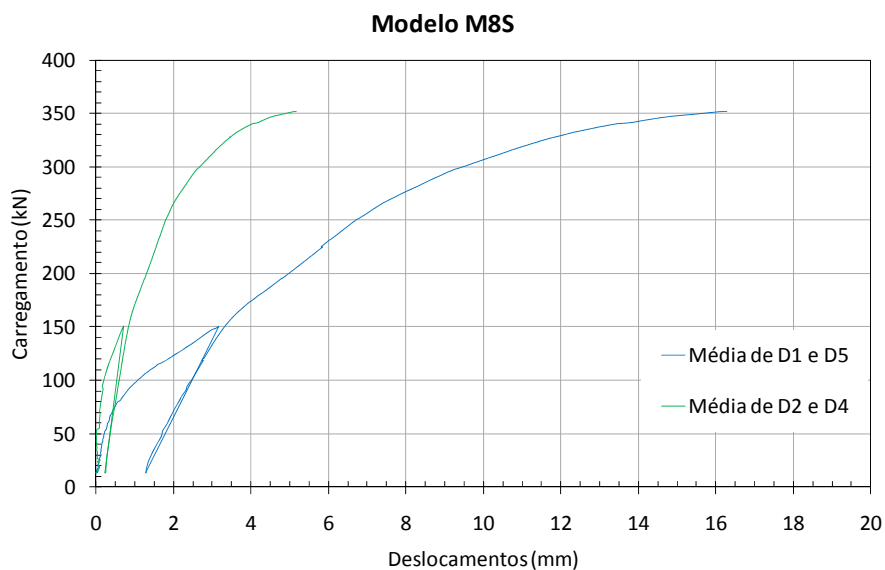


Figura 3.66 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M8S

3.7.2.7 Modelo M8SE

A Figura 3.67 representa a evolução dos deslocamentos verticais nas duas fases de carregamento do modelo M8SE. Na fase de fendilhação, à semelhança dos restantes modelos, a evolução dos deslocamentos inicialmente é praticamente linear, existindo no caso particular deste modelo uma perda de rigidez quando carga vertical atinge os 60 kN. A deformação residual após esta fase, é de cerca 1.3 mm à distância de 0.75 m do centro do modelo. Na fase de carregamento até se atingir a rotura, a deformação máxima imediatamente antes da rotura, é de cerca 11.5 mm.

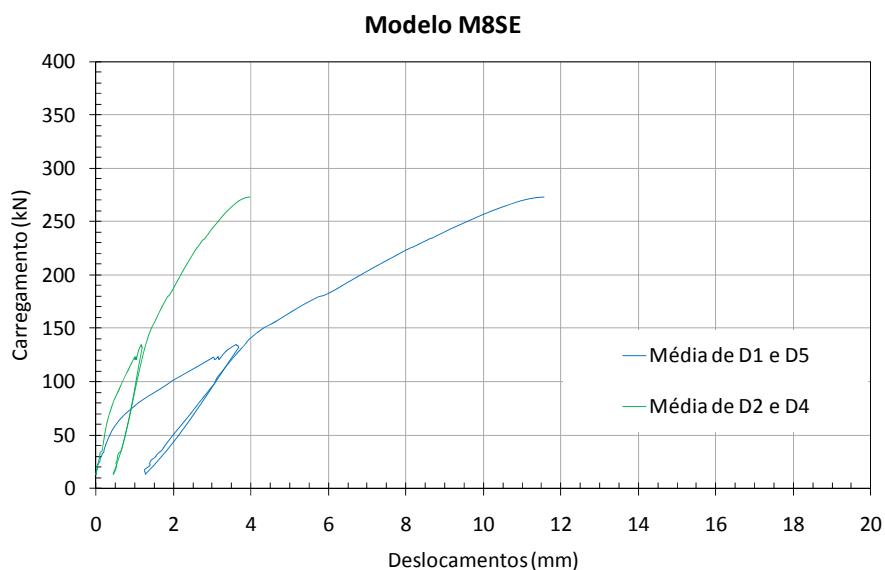


Figura 3.67 – Evolução dos deslocamentos verticais com a carga aplicada no modelo M8SE

3.7.2.8 Comparação dos deslocamentos dos vários modelos

A Figura 3.68 mostra a evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M6 e M6S. O modelo com ancoragens de menor dimensão (M6S) apresenta maiores deformações do que o modelo em que as ancoragens foram feitas com recurso a chapas de grandes dimensões que serviram de ancoragem a dois parafusos adjacentes (M6). O deslocamento na rotura do modelo M6 é 25 % inferior ao do registado no modelo M6S, também na rotura.

Comparando os deslocamentos no modelo de referência com os deslocamentos nos modelos reforçados, observa-se que a 0.75 m do centro, a sua evolução é quase coincidente nos modelos R e M6S, tanto na fase de fendilhação como na fase de carregamento até à rotura.

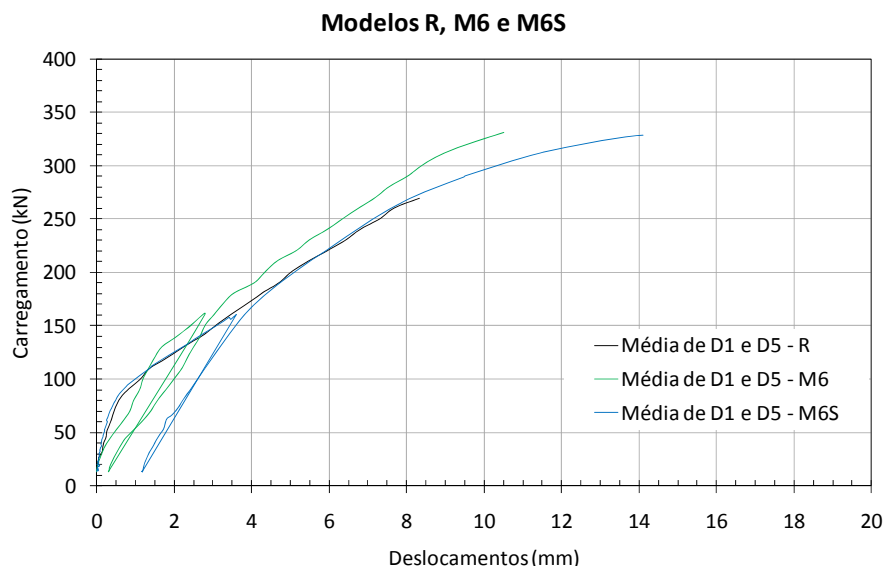


Figura 3.68 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M6 e M6S

Fazendo a comparação da evolução dos deslocamentos nos modelos R, M8 e M8S representadas na Figura 3.69, verifica-se que para valores de carga elevados, o modelo em que a área de ancoragem dos parafusos é menor apresenta deslocamentos superiores, para o mesmo nível de carregamento. Um dos factores que contribui fortemente para este comportamento, é o facto do betão do modelo M8S apresentar menor resistência, tendo assim como consequência menor módulo de elasticidade. Para baixos níveis de carga, os deslocamentos são semelhantes nos três modelos apresentados.

No entanto, nos modelos reforçados, como seria expectável, a introdução do reforço favorece o aumento da rigidez, ainda que de forma ligeira.

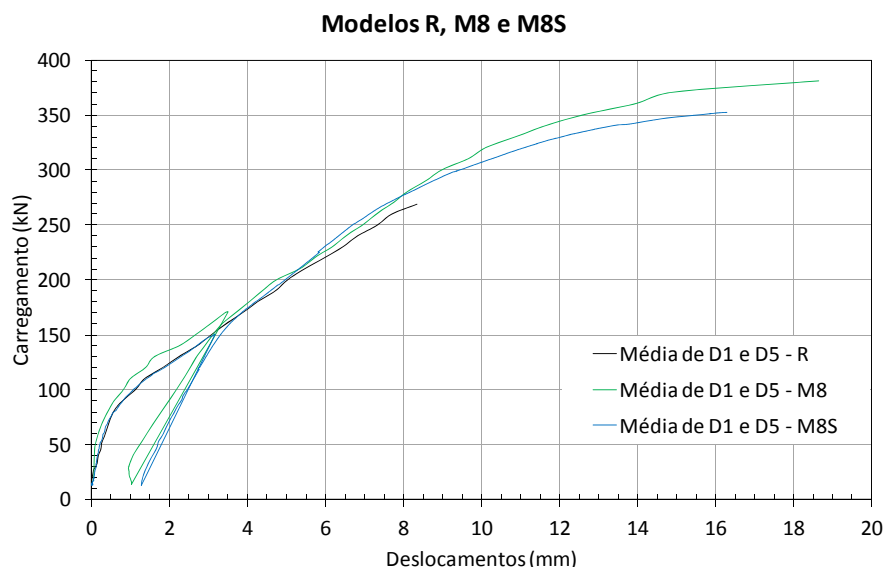


Figura 3.69 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M8 e M8S

Na Figura 3.70 está representada a evolução dos deslocamentos nos modelos R, M6S e M6SE, em que no caso dos modelos reforçados são realizadas duas fases de carregamento.

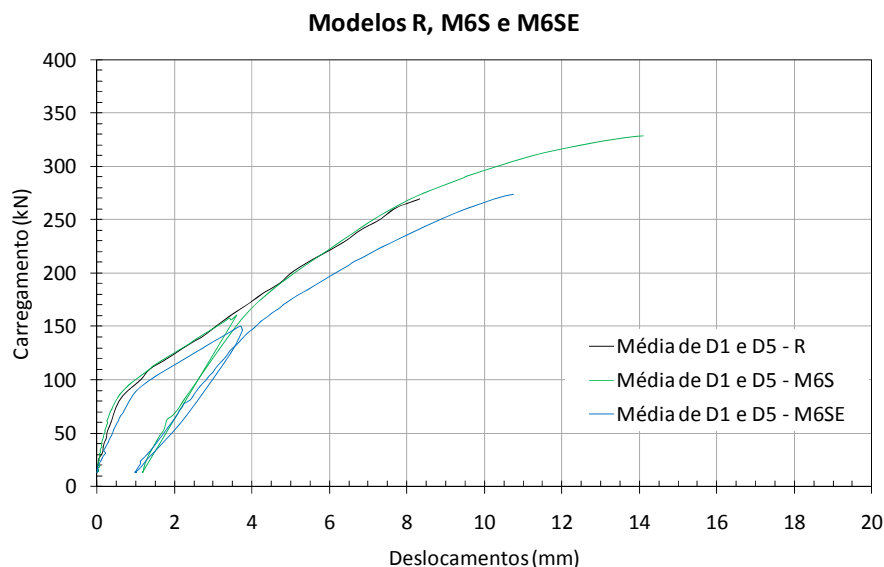


Figura 3.70 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M6S e M6SE

Fazendo a comparação da evolução dos deslocamentos entre os modelos M6SE e de referência, facilmente se constata que a rigidez do modelo reforçado é menor que a o modelo de referência, e além disso, o valor da carga de rotura é semelhante. Na rotura, o deslocamento máximo observado no modelo de referência é cerca de 23 % inferior ao do modelo reforçado. O comportamento registado é ser justificado por o betão do modelo reforçado apresentar menor resistência e módulo de elasticidade que o dos outros dois, de acordo com o Quadro 3.3.

Por outro lado, no modelo em que se embutiram as ancoragens (M6SE), obtiveram-se deslocamentos superiores aos do modelo em que estas ancoragens de pequenas dimensões se encontravam à face do mesmo (M6S).

A evolução dos deslocamentos dos modelos reforçados com parafusos de 8 mm de diâmetro, em que se fez variar o posicionamento das chapas de ancoragem usadas, é apresentada na Figura 3.71.

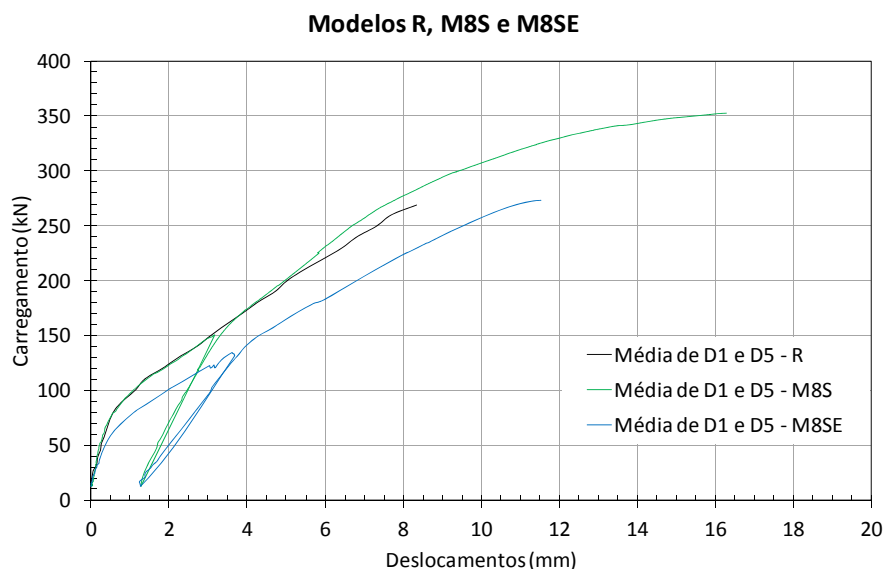


Figura 3.71 – Evolução dos deslocamentos a 0.75 m do centro dos modelos R, M8S e M8SE

À semelhança do que se observou no caso anterior, aqui também se verifica que o modelo em que as chapas de ancoragem se encontram embutidas no betão (M8SE), apresenta uma menor rigidez em relação aos restantes dois. A justificação para este facto é a mesma que já foi exposta, ou seja, como o módulo de elasticidade do betão dos vários modelos é consideravelmente diferente, não se pode fazer a comparação directa entre a evolução dos deslocamentos dos mesmos.

As Figuras 3.72 e 3.73 apresentam a deformada para alguns patamares de carga da fase de carregamento até à rotura do modelo de referência e dos vários modelos reforçados. Com a sua análise constata-se que as deformadas são praticamente lineares, com rotações que se concentram essencialmente junto à área carregada, originando deformações plásticas causadas pelo elevado nível de fendilhação existente. As deformadas obtidas podem ser interpretadas como se tratasse da rotação de um corpo rígido, em torno de um eixo que passa sensivelmente no centro da laje.

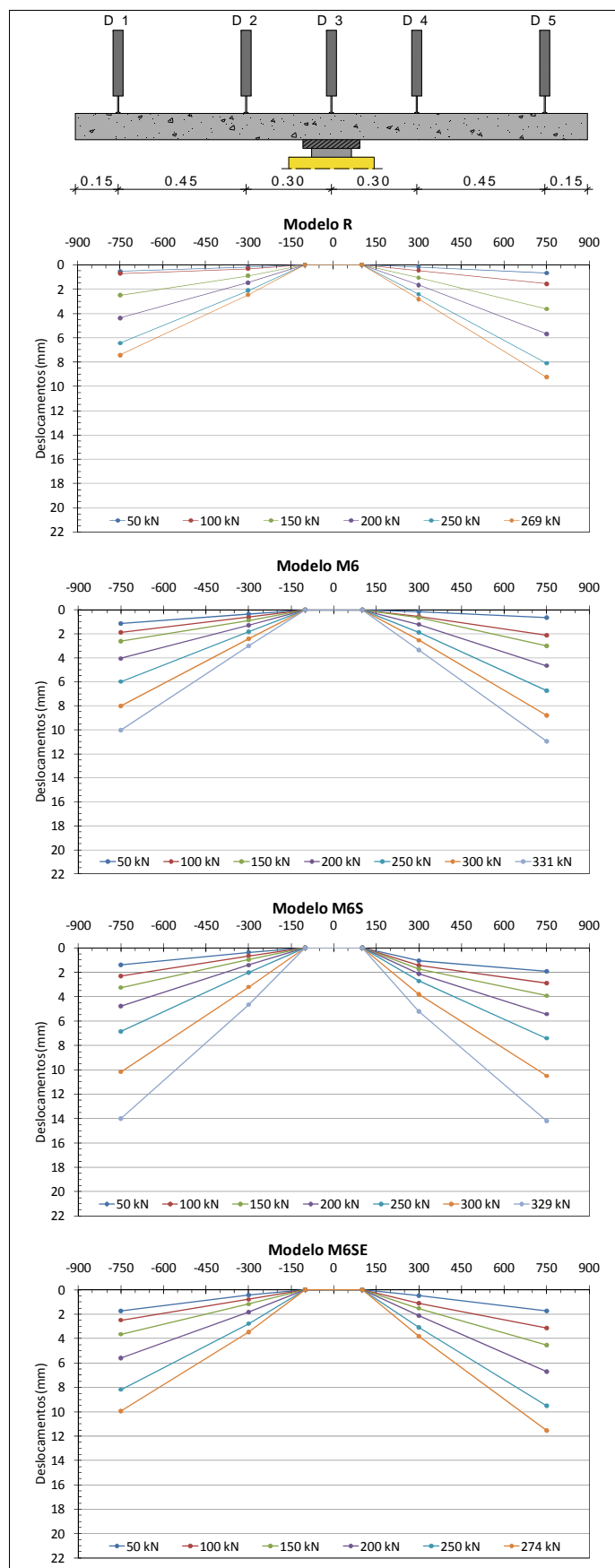


Figura 3.72 – Deformada dos modelos R, M6, M6S e M6SE na direcção x para vários patamares de carga

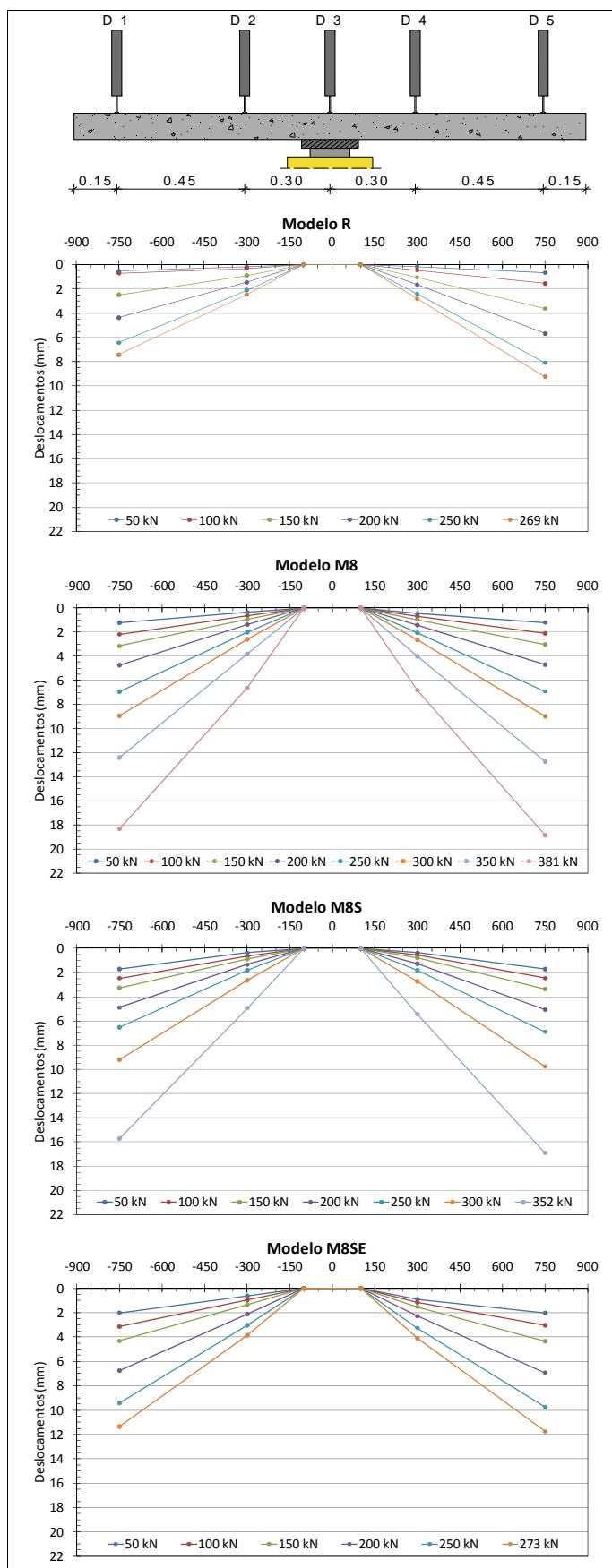


Figura 3.73 – Deformada dos modelos R, M8, M8S e M8SE na direcção x para vários patamares de carga

Comparando as várias deformadas para um mesmo patamar de carga, verifica-se que, à excepção dos modelos M6SE e M8SE, os modelos reforçados apresentam deslocamentos inferiores aos do modelo de referência, o que evidencia o ganho de rigidez proporcionado pelo reforço. Em relação aos modelos M6SE e M8SE, as duas deformadas não são directamente comparáveis com a do modelo de referência, uma vez que as características mecânicas do betão dos modelos em causa são bastante diferentes.

Nos modelos em que se utilizaram chapas de ancoragem de pequena dimensão à superfície da laje, para o mesmo patamar de carregamento, registou-se um ligeiro aumento da deformação quando comparado com os modelos com chapas de aço comuns a dois parafusos. Verifica-se ainda a tendência para o aumento do diâmetro dos parafusos de reforço, proporcionar o aumento da rigidez e consequente diminuição da deformação.

3.7.2.9 Observações

Como observação final à análise da evolução dos deslocamentos medidos durante os ensaios dos vários modelos, realça-se o facto de todos os modelos reforçados, apresentarem um aumento significativo de ductilidade, uma vez que estes permitiram alcançar maiores deformações na rotura do que o modelo de referência.

Na análise da evolução dos deslocamentos verticais, verifica-se que, na generalidade dos modelos, a diminuição da rigidez ocorre para valores de carga vertical aplicada superiores aos observados na análise da evolução da extensão da armadura longitudinal superior. De facto, enquanto que os extensómetros colocados em três varões da armadura longitudinal superior acusam a abertura de fendas e consequente perda de rigidez naquela zona, a medição dos deslocamentos verticais diz respeito a toda a laje, pelo que, apenas acusa perda de rigidez para um nível de fendilhação mais elevado. Além disso, os varões instrumentados com extensómetros estão localizados no centro do modelo, zona espectável para o aparecimento das primeiras fendas.

3.7.3 Comportamento na rotura

Em todos os modelos ensaiados a rotura ocorreu por punçoamento, sendo esta caracterizada pela formação de um tronco de pirâmide invertido que se destaca parcialmente da restante parte do modelo.

No modelo de referência, não reforçado, a superfície de rotura desenvolve-se na face em compressão desde o perímetro da área carregada, até atingir a face em tracção, conforme se pode observar na Figura 3.74.

A superfície de rotura do modelo M6 iniciou-se na face em compressão junto ao perímetro da área carregada, atingindo em algumas zonas a face em tracção entre as duas camadas de parafusos, e noutras atravessou a camada exterior do reforço (Figura 3.75). Constatou-se a rotura de todos os parafusos da camada interior e de três parafusos da camada exterior.

No modelo M8 a superfície de rotura desenvolve-se pelo exterior do reforço, não se observando a rotura de nenhum parafuso (Figura 3.76).



Figura 3.74 – Faces superior e inferior do modelo R, após ensaio



Figura 3.75 – Faces superior e inferior do modelo M6, após ensaio

No modelo M6S, como se pode observar na Figura 3.77, na face em compressão a superfície de rotura está junto ao perímetro da área carregada, progredindo para a face

em tracção interceptando as duas camadas de parafusos de reforço, levando à rotura de quatro parafusos da camada exterior.



Figura 3.76 – Faces superior e inferior do modelo M8, após ensaio

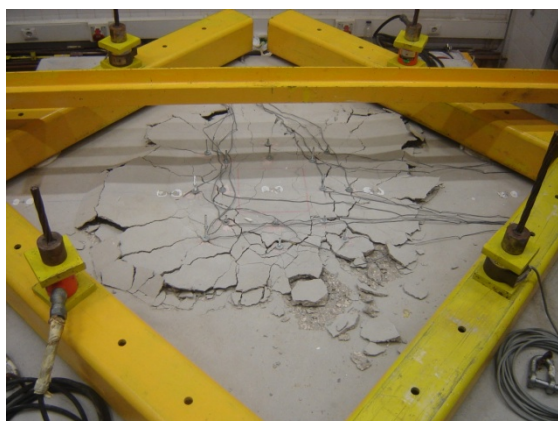


Figura 3.77 – Faces superior e inferior do modelo M6S, após ensaio

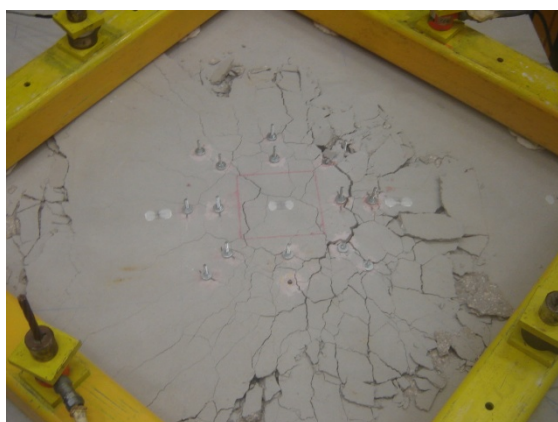


Figura 3.78 – Faces superior e inferior do modelo M8S, após ensaio

No que diz respeito ao modelo M8S, pode-se afirmar que o seu comportamento na rotura foi misto (Figura 3.78). Isto é, numa zona da laje a superfície de rotura na face de compressão desenvolve-se junto ao perímetro da área carregada, interceptando a face em tracção pelo interior do reforço, enquanto na zona oposta esta superfície desenvolve-se pelo exterior do perímetro definido pelo reforço, tanto na face em tracção como na face em compressão. Neste modelo nenhum dos parafusos de reforço entrou em rotura.

Nos modelos M6SE e M8SE a superfície de rotura desenvolveu-se de forma semelhante, conforme se pode constatar pelas Figuras 3.79 e 3.80. Intercepta a face em compressão junto ao perímetro da área carregada, atravessa o perímetro definido pelas duas camadas de reforço, atingindo a face em tracção pelo exterior do reforço. Enquanto no modelo M6SE romperam dois parafusos da camada interior, no modelo M8SE nenhum dos parafusos rompeu.

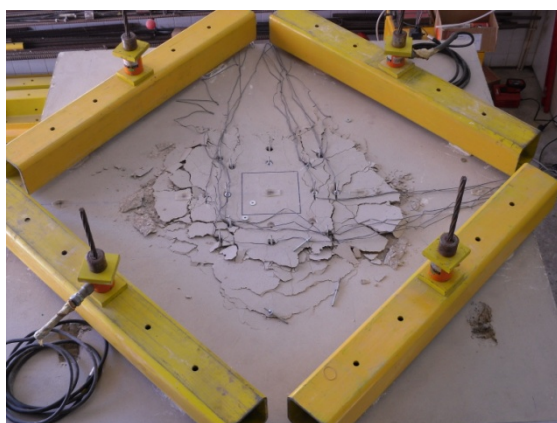


Figura 3.79 – Faces superior e inferior do modelo M6SE, após ensaio

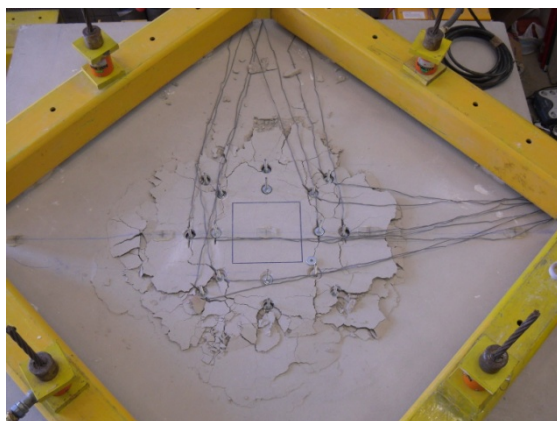


Figura 3.80 – Faces superior e inferior do modelo M8SE, após ensaio

3.7.4 Força nos parafusos

A Figura 3.81 mostra a evolução da força nos parafusos na camada interior e exterior de cada modelo reforçado ensaiado. O Quadro 3.12 resume a evolução da força nos parafusos ao longo dos ensaios, apresentando para cada modelo o valor da força inicial (F_i) e final (F_f), assim como o acréscimo de força registrado (ΔF).

De forma geral, a força instalada nos parafusos mantém-se aproximadamente constante até a carga vertical aplicada atingir 70 a 95 % da carga de rotura, sofrendo incrementos acentuados a partir desse momento, com a exceção dos parafusos da camada interior do modelo M8, onde a força instalada começa a aumentar quando a carga vertical aplicada atinge cerca de 50 % da carga de rotura.

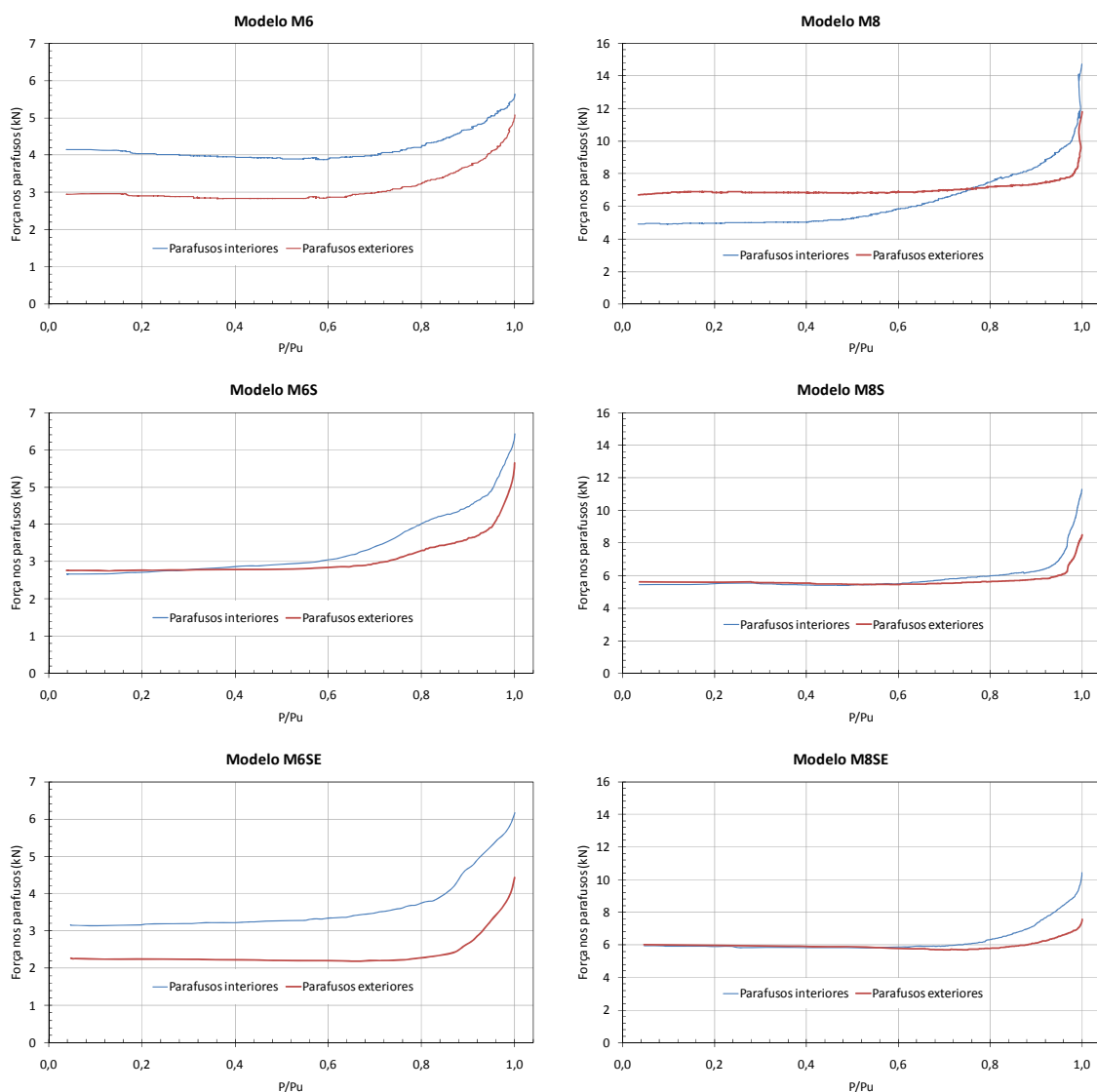


Figura 3.81 – Evolução da força dos parafusos dos vários modelos ensaiados

Em todos os modelos, com excepção do M6, verificou-se que o acréscimo da força nos parafusos da camada interior é superior ao dos parafusos da camada exterior. Nos modelos em que a superfície de rotura se desenvolveu parcialmente ou totalmente pelo exterior do perímetro definido pelo reforço (M8 e M8S), a força nos parafusos da camada exterior mantém-se sensivelmente constante até o valor da carga vertical aplicada ser muito próximo do valor da rotura, verificando-se de seguida um elevado acréscimo da força nos parafusos da camadas exterior.

Com o diminuição da área da ancoragem dos parafusos, não se verifica nenhuma tendência na evolução da força instalada nos parafuso. De facto, nos modelos em que o reforço se efectuou com parafusos de 6 mm (M6 e M6S), a diminuição da área de ancoragem levou a uma maior variação da força nos parafusos, enquanto que nos modelos em que o reforço se efectuou com parafusos de 8 mm (M8 e M8S), a diminuição da área de ancoragem levou a uma menor variação da força nos parafusos.

No caso dos modelos em que se utilizam chapas de ancoragem de pequenas dimensões, verifica-se que quando estas são embutidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal, a variação da força instalada nos parafusos é menor.

Quadro 3.12 – Resumo da evolução da força nos parafusos

Modelo	Parafusos interiores			Parafusos exteriores			Todos os parafusos		
	F_i (kN)	F_f (kN)	ΔF (kN / %)	F_i (kN)	F_f (kN)	ΔF (kN / %)	F_i (kN)	F_f (kN)	ΔF (kN / %)
M6	4.2	5.6	1.4 / 33	2.9	5.1	2.2	3.5	5.3	1.9
M8	4.9	14.7	9.8 / 200	6.7	11.8	5.1	5.9	12.5	6.6
M6S	2.7	6.4	3.7 / 137	2.8	5.6	2.8	2.7	6.0	3.3
M8S	5.5	11.3	5.8 / 105	5.6	8.5	2.9	5.5	9.9	4.4
M6SE	3.2	6.2	3.0 / 194	2.3	4.4	2.1	2.7	5.3	2.6
M8SE	5.9	10.4	4.5	6.0	7.6	1.6	6.0	9.0	3.0

3.7.5 Cargas de rotura experimentais

Para a análise e comparação das cargas de rotura obtidas nos modelos reforçados com a do modelo de referência, calcularam-se os seus valores normalizados, em função da resistência à compressão do betão de cada modelo. Segundo o EC2 [23], o valor médio do esforço resistente ao punçoamento é em função de $\sqrt[3]{f_{cm}}$, pelo que os valores

normalizados, $V_{\text{norm.}}$, das cargas de rotura experimentais foram obtidos pela seguinte expressão:

$$V_{\text{norm.}} = V_{\text{exp.}} \sqrt[3]{\frac{\overline{f_{\text{cm}}}}{f_{\text{cm},i}}} = V_{\text{exp.}} \sqrt[3]{\frac{37.6}{f_{\text{cm},i}}} \quad (3.3)$$

Em que:

- $\overline{f_{\text{cm}}}$ é a tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, do betão de todos os modelos;
- $f_{\text{cm},i}$ é a tensão média de rotura à compressão em provetes cilíndricos, do betão do modelo respectivo.

O Quadro 3.13 apresenta o valor da carga de rotura experimental obtido para cada modelo e a razão entre a carga de rotura normalizada do modelo de referência e a carga de rotura normalizada de cada modelo. A Figura 3.82 mostra graficamente a carga de rotura normalizada de cada modelo.

Quadro 3.13 – Valores normalizados da carga de rotura experimental

Modelo	f_{cm} [MPa]	$V_{\text{exp.}}$ [kN]	$V_{\text{norm.}}$ [kN]	$V_{\text{norm.}} / V_{\text{ref.}}$
R	39.3	269	265	1.00
M6	47.7	331	306	1.15
M6S	36.3	329	332	1.25
M6SE	26.8	274	307	1.16
M8	47.7	381	352	1.33
M8S	38.7	352	349	1.32
M8SE	26.8	273	306	1.15

Com a análise das cargas de roturas experimentais normalizadas, verifica-se que existe o aumento da capacidade de carga de todos os modelos que foram reforçados. Nos modelos reforçados com parafusos de 6 mm de diâmetro houve um incremento médio da capacidade de carga de cerca 19 %, enquanto nos modelos reforçados com parafusos de 8 mm de diâmetro esse incremento foi de aproximadamente 27 %.

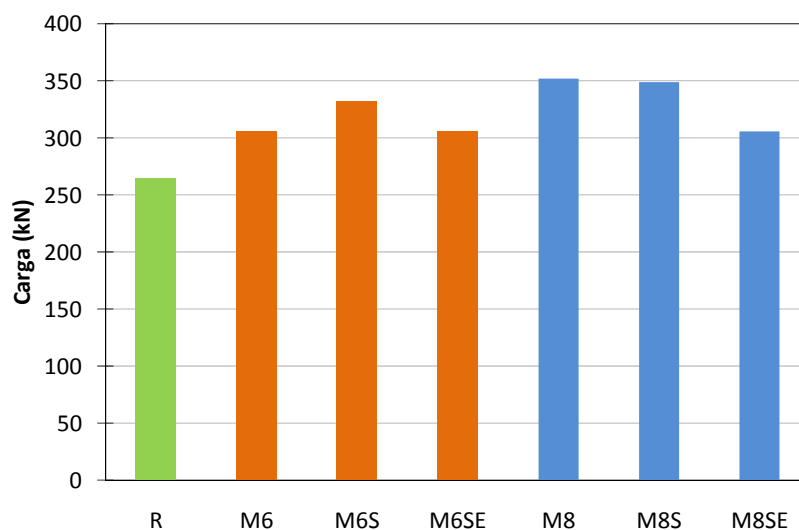


Figura 3.82 – Representação gráfica da carga de rotura normalizada de todos os modelos

O facto da ancoragem ser realizada com chapas pequenas em detrimento das chapas de aço de grandes dimensões comuns a dois parafusos, levou ao aumento médio da capacidade de carga em cerca de 8 %, no caso dos modelos reforçados com parafusos de 6 mm de diâmetro, enquanto nos modelos onde se utilizaram parafusos com 8 mm de diâmetro, a capacidade de carga se manteve sensivelmente igual.

Quando comparadas as cargas de rotura normalizadas dos modelos em que existiu variação do posicionamento das chapas de aço de pequenas dimensões, verifica-se que existiu perda de eficiência nos modelos em que as mesmas foram embutidas, tendo a sua capacidade de carga sofrido um decréscimo de cerca de 8 % e 12 %, respectivamente, nos modelos onde se utilizaram parafusos com 6 mm e 8 mm de diâmetro. No entanto, fazendo a comparação da carga de rotura normalizada do modelo de referência com a dos modelos M6SE e M8SE, conclui-se que existiu um aumento na capacidade de carga de aproximadamente 16 % e 15 %, respectivamente.

3.7.6 Comparação das cargas de rotura experimentais com os valores previstos por algumas normas

Para além do estudo do incremento da carga de rotura ao punçoamento conseguido com o reforço através da introdução de armadura transversal pós-instalada, é importante avaliar de que forma os valores previstos por algumas normas se aproximam dos obtidos nos ensaios experimentais. Assim, foram calculados os valores da carga de rotura ao punçoamento usando as expressões recomendadas no EC2 [23] e no ACI 318-08 [1].

3.7.6.1 EC2

Segundo esta norma, o valor médio do esforço resistente ao punçoamento sem armaduras específicas é dado por:

$$V_{Rm,l} = 0.18 k (100 \rho f_{cm})^{1/3} u d \quad (3.4)$$

Em que:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ (com d em milímetros);
- $\rho = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lx}} \leq 0.02$, onde ρ é a percentagem geométrica de armadura longitudinal, e ρ_{ly}, ρ_{lx} são as percentagens geométricas das armaduras de longitudinais tracção da laje segundo y e z , respectivamente. Os valores de ρ_{ly} e ρ_{lx} devem ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;
- f_{cm} é a tensão média de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos (em MPa);
- u é o perímetro do contorno de referência em milímetros, à distância de $2d$ da face do pilar, conforme esquematizado na Figura 2.54;
- d é a altura útil média da laje [mm].

No caso de existirem armaduras específicas, o valor médio do esforço resistente ao punçoamento, sem a limitação da tensão do aço dos parafusos, pode ser calculado de acordo com a proposta de Duarte [5], usando a seguinte expressão:

$$V_{Rm,2} = 0.75 V_{Rm,l} + F_{p0.2} n_p \quad (3.5)$$

Em que:

- $F_{p0.2}$ é a força limite convencional média de proporcionalidade de 0.2% do aço;
- n_p é o número de parafusos de reforço.

Limitando a tensão do aço dos parafusos, vem:

$$V_{Rm,2} = 0.75 V_{Rm,l} + A_{sw,b} f_{sy,ef} n_p \quad (3.6)$$

Em que:

- $A_{sw,b}$ é a área transversal de um parafuso;
- $f_{sy,ef}$ é o valor da tensão efectiva de cedência do aço e pode ser determinado por: $f_{sy,ef} = (250 + 0.25 d) 1.15 < f_{sy}$

Nas expressões 3.5 e 3.6 apenas são contabilizados os parafusos que se encontram no interior do perímetro de referência.

Para o caso da rotura ocorrer pelo exterior do reforço, o valor médio do esforço resistente ao punçoamento pode ser previsto através da seguinte expressão:

$$V_{Rm,3} = 0.18k(100\rho f_{cm})^{1/3} u^* d \quad (3.7)$$

Em que:

- u^* é o perímetro determinado à distância de $2d$ do perímetro definido pelas armaduras de reforço de acordo com a Figura 3.83.

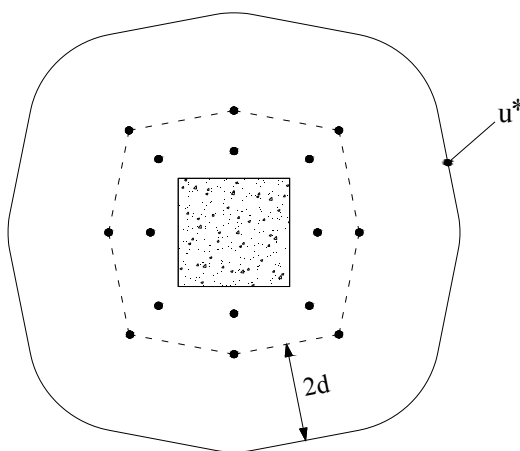


Figura 3.83 – Perímetro determinado à distância $2d$ do perímetro definido pelo reforço transversal.

Utilizando as expressões apresentadas no EC2, sem considerar a limitação da tensão do aço dos parafusos e do valor de k (Quadro 3.14), o valor médio estimado para a resistência ao punçoamento é ligeiramente superior ao valor obtido nos ensaios experimentais. Constatou-se que, no caso dos modelos reforçados com parafusos com 6 mm de diâmetro, o valor estimado pelo EC2 para a resistência média ao punçoamento é mais próximo dos valores obtidos experimentalmente, do que no caso dos modelos em que se utilizaram parafusos com 8 mm de diâmetro. O valor médio da razão V_{exp}/V_{Rm} , considerando os resultados de todos os ensaios é de 0.92, ligeiramente contra a segurança.

Quadro 3.14 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo EC2 (sem a limitação da tensão no aço dos parafusos e sem a limitação do k)

Modelo	k	ρ [%]	u [mm]	u* [mm]	V _{Rm,1} [kN]	V _{Rm,2} [kN]	V _{Rm,3} [kN]	V _{exp.} [kN]	V _{exp.} /V _{Rm}
R	2.51	1.20	1895.07	-	270	-	-	269	1.00
M6	2.49	1.17	1925.26	2659.99	296	334	409	331	0.99
M8	2.49	1.16	1934.40	2670.05	298	460	411	381	0.93
M6S	2.48	1.15	1944.29	2707.75	274	347	379	329	0.95
M8S	2.46	1.11	1982.37	2751.73	289	483	397	352	0.89
M6SE	2.48	1.04	1946.05	2681.36	240	321	331	274	0.85
M8SE	2.48	1.04	1942.28	2677.59	239	445	330	273	0.83

Quadro 3.15 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo EC2 (com a limitação da tensão no aço dos parafusos e sem a limitação do k)

Modelo	k	ρ [%]	u [mm]	u* [mm]	V _{Rm,1} [kN]	V _{Rm,2} [kN]	V _{Rm,3} [kN]	V _{exp.} [kN]	V _{exp.} /V _{Rm}
R	2.51	1.20	1895.07	-	270	-	-	269	1.00
M6	2.49	1.17	1925.26	2659.99	296	305	409	331	1.08
M8	2.49	1.16	1934.40	2670.05	298	365	411	381	1.04
M6S	2.48	1.15	1944.29	2707.75	274	289	379	329	1.14
M8S	2.46	1.11	1982.37	2751.73	289	359	397	352	0.98
M6SE	2.48	1.04	1946.05	2681.36	240	264	331	274	1.04
M8SE	2.48	1.04	1942.28	2677.59	239	321	330	273	0.85

Ao utilizar o preconizado pelo EC2, limitando a tensão no aço dos parafusos e sem a limitação do valor de k (Quadro 3.15), o valor médio da razão $V_{exp.}/V_{Rm}$, considerando os resultados de todos os ensaios é agora de 1.02. Os modelos reforçados com parafusos de 6 mm de diâmetro apresentam todos rácio $V_{exp.}/V_{Rm}$ superior a 1.0, enquanto o mesmo não se verifica para os modelos onde foram usados parafusos de 8 mm de diâmetro. O valor médio da razão $V_{exp.}/V_{Rm}$ nos modelos reforçados com parafusos de 6 mm é de 1.09, enquanto nos modelos reforçados com parafusos de 8 mm é de 0.96.

Pela análise do Quadro 3.16, conclui-se que a utilização do EC2 fazendo a limitação da tensão do aço e do k , conduz a uma relação entre a capacidade de carga experimental e a prevista de 1.19, valor algo conservador. No entanto, continua a verificar-se a tendência para esta relação ser superior nos modelos em que se utilizaram parafusos de 6 mm de diâmetro (1.26), quando comparada com a mesma relação para os modelos com parafusos de 8 mm de diâmetro (1.11).

Quadro 3.16 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo EC2 (com a limitação da tensão no aço dos parafusos e com a limitação do k)

Modelo	k	ρ [%]	u [mm]	u^* [mm]	$V_{Rm,1}$ [kN]	$V_{Rm,2}$ [kN]	$V_{Rm,3}$ [kN]	$V_{exp.}$ [kN]	$V_{exp.}/V_{Rm}$
R	2.00	1.20	1895.07	-	215	-	-	269	1.25
M6	2.00	1.17	1925.26	2659.99	237	261	328	331	1.27
M8	2.00	1.16	1934.40	2670.05	240	321	331	381	1.19
M6S	2.00	1.15	1944.29	2707.75	221	249	305	329	1.32
M8S	2.00	1.11	1982.37	2751.73	235	319	323	352	1.10
M6SE	2.00	1.04	1946.05	2681.36	194	229	267	274	1.20
M8SE	2.00	1.04	1942.28	2677.59	193	287	266	273	1.03

3.7.6.2 ACI 318-08

Segundo o ACI 318-08 [1], a resistência média ao punçoamento para lajes sem armadura específica ($V_{Rm,1}$), é definida como o menor valor resultante das seguintes expressões:

$$\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_{cm}} u d}{6} \quad (3.8)$$

$$\left(\alpha_s + \frac{d}{u} + 2\right) \frac{\sqrt{f_{cm}} u d}{12} \quad (3.9)$$

$$\frac{1}{3} \sqrt{f_{cm}} u d \quad (3.10)$$

Em que:

- β_c é o quociente entre os lados maior e menor do pilar;
- u é o perímetro do contorno de referência, definido à distância de $0.5 d$ da face do pilar, conforme esquematizado na Figura 2.53;
- d é a altura útil da laje;
- f_{cm} é a tensão média de rotura do betão à compressão em provetes cilíndricos;
- $\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{para pilares interiores} \\ 30 & \text{para pilares de bordo} \\ 20 & \text{para pilares de canto} \end{cases}$.

No caso de lajes com armadura específica, esta norma apresenta a seguinte expressão para o cálculo do valor médio do esforço resistente ao punçoamento:

$$V_{Rm,2} = \frac{1}{6} \sqrt{f_{cm}} u d + A_{sw} f_{sy} \sin \alpha \quad (3.11)$$

Considerou-se que:

$$A_{sw} f_{sy} \sin \alpha = F_{p0.2} n_p \quad (3.12)$$

Pelo que se utilizou a expressão a seguir apresentada para o cálculo do valor médio do esforço resistente ao punçoamento em lajes com armadura específica:

$$V_{Rm,2} = \frac{1}{6} \sqrt{f_{cm}} u d + F_{p0.2} n^\circ \text{ parafusos} \quad (3.13)$$

Em que:

- $F_{p0.2}$ é a força limite convencional média de proporcionalidade de 0.2% do aço;
- n_p é o número de parafusos de reforço.

No caso da rotura da laje ocorrer pelo exterior do perímetro definido pelo reforço, o ACI 318-08 define o valor da resistência média ao punçoamento ($V_{Rm,3}$) como sendo o menor dos valores obtidos pelas seguintes expressões:

$$\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_{cm}} u^* d}{6} \quad (3.14)$$

$$\left(\alpha_s + \frac{d}{u^*} + 2\right) \frac{\sqrt{f_{cm}} u^* d}{12} \quad (3.15)$$

$$\frac{1}{3} \sqrt{f_{cm}} u^* d \quad (3.16)$$

Em que:

- u^* é o perímetro determinado à distância de $0.5 d$ do perímetro definido pelas armaduras de reforço de acordo com a Figura 3.84.

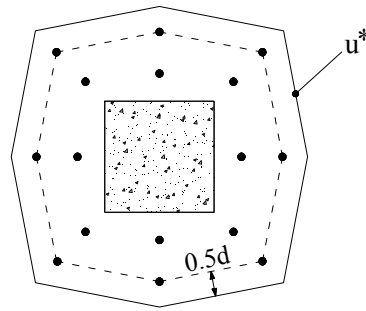


Figura 3.84 – Perímetro determinado à distância $0.5 d$ do perímetro definido pelo reforço transversal.

O Quadro 3.17 apresenta os valores da resistência ao punçoamento previstos pelo ACI 318-08 e a razão V_{exp}/V_{Rm} , para cada um dos modelos. Pode concluir-se que esta norma é algo conservadora, especialmente no que diz respeito ao modelo de referência e aos modelos reforçados em que se usaram parafusos de 6 mm de diâmetro, e ligeiramente contra a segurança nos modelos reforçados com parafusos de 8 mm de diâmetro.

A relação média entre a capacidade de carga experimental e a prevista, é de 1.31 e 0.99, nos modelos com parafusos de reforço de 6 mm e 8 mm, respectivamente. A razão média V_{exp}/V_{Rm} é de 1.17, se forem considerados todos os modelos.

Quadro 3.17 – Comparação dos valores experimentais com os valores previstos pelo ACI 318-08

Modelo	u [mm]	u* [mm]	V _{Rm,1} [kN]	V _{Rm,2} [kN]	V _{Rm,3} [kN]	V _{exp} [kN]	V _{exp} /V _{Rm}
R	1148.57	-	209	-	-	269	1.29
M6	1158.18	1846.37	239	231	375	331	1.43
M8	1161.09	1849.15	241	357	380	381	1.07
M6S	1164.24	1851.93	213	247	336	329	1.33
M8S	1176.36	1862.36	230	380	364	352	0.97
M6SE	1164.80	1852.28	183	232	289	274	1.18
M8SE	1163.60	1851.24	182	357	288	273	0.95

3.7.6.3 Observações

Para uma análise mais fácil e expedita dos resultados obtidos, apresenta-se na Figura 3.85 um gráfico que representa o valor da resistência ao punçoamento para cada situação.

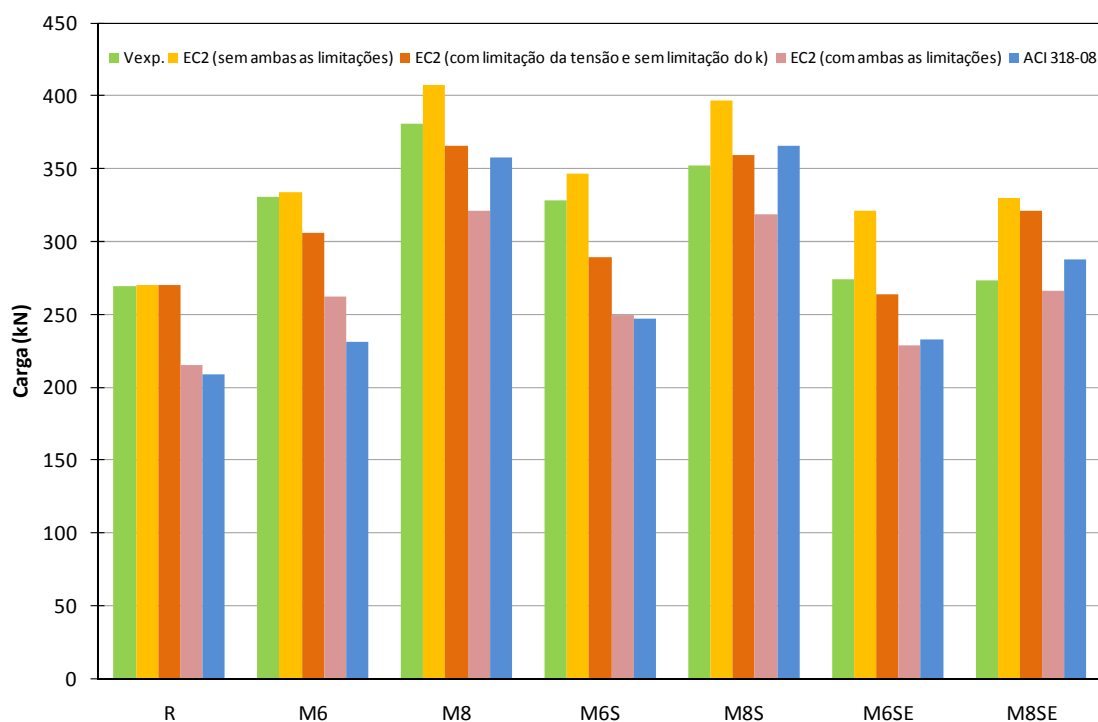


Figura 3.85 – Representação gráfica com comparação dos resultados experimentais, EC2 e ACI 318-08

De um modo global, os valores previstos pelos EC2 tendo em conta a limitação da tensão no aço dos parafusos, são os que mais se aproximam dos valores da carga de rotura obtidos nos ensaios, com excepção do modelo M8SE. É importante referir, que a única situação em que os valores previstos subestimam o valor da carga de rotura ao punçoamento de todos os modelos, é pelo EC2 limitando tanto a tensão no aço dos parafusos como o valor de k .

Quanto aos valores previstos pelo EC2 não considerando nenhuma das limitações, verifica-se que, na generalidade dos casos são ligeiramente acima dos valores obtidos experimentalmente.

O Quadro 3.18 sintetiza para cada modelo reforçado ensaiado, o modo de rotura previsto pelas normas e o modo de rotura obtido experimentalmente. O modo de rotura previsto por ambas as normas para os modelos reforçados com parafusos de 6 mm de diâmetro, foi o obtido experimentalmente.

Quanto ao EC2 [23], nenhuma das três situações de cálculo consideradas, prevê correctamente o modo de rotura de todos os modelos reforçados com parafusos de 8 mm de diâmetro. Porém, os modos de rotura obtidos considerando ambas as limitações e com a limitação da tensão do aço dos parafusos e sem a limitação do parâmetro k , são aquelas que conseguem prever correctamente o modo de rotura para um maior número de modelos reforçados com parafusos de 8 mm de diâmetro.

De igual forma, o ACI 318-08 [1] não prevê correctamente o modo de rotura em nenhum dos modelos em que se utilizaram parafusos de reforço de 8 mm de diâmetro, considerando apenas os modelos onde a rotura foi claramente interior ou exterior ao reforço introduzido.

Quadro 3.18 – Modos de roturas previstos e experimentais

Modelo	Norma	Modo de rotura previsto	Modo de rotura experimental
M6	EC2 (com limitação da tensão e com a limitação do k)	Interior ao reforço	Interior ao reforço
	EC2 (com limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	EC2 (sem limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	ACI 318-08	Interior ao reforço	
M8	EC2 (com limitação da tensão e com a limitação do k)	Exterior ao reforço	Exterior ao reforço
	EC2 (com limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	EC2 (sem limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	ACI 318-08	Interior ao reforço	
M6S	EC2 (com limitação da tensão e com a limitação do k)	Interior ao reforço	Interior ao reforço
	EC2 (com limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	EC2 (sem limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	ACI 318-08	Interior ao reforço	
M8S	EC2 (com limitação da tensão e com a limitação do k)	Exterior ao reforço	Misto
	EC2 (com limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	EC2 (sem limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	ACI 318-08	Exterior ao reforço	
M6SE	EC2 (com limitação da tensão e com a limitação do k)	Interior ao reforço	Interior ao reforço
	EC2 (com limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	EC2 (sem limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	ACI 318-08	Interior ao reforço	
M8SE	EC2 (com limitação da tensão e com a limitação do k)	Exterior ao reforço	Interior ao reforço
	EC2 (com limitação da tensão e sem a limitação do k)	Interior ao reforço	
	EC2 (sem limitação da tensão e sem a limitação do k)	Exterior ao reforço	
	ACI 318-08	Exterior ao reforço	

3.7.7 Inclinação da superfície de rotura

Após ensaiados, os modelos M6S, M8S, M6SE e M8SE foram cortados transversalmente na linha média, nas duas direcções. Efectuou-se o levantamento geométrica das inclinações da superfície de rotura com o plano da laje, cujos resultados médio são apresentados no Quadro 3.19. No caso dos modelos R, M6 e M8 foi feito o levantamento geométrico da inclinação média da superfície de rotura, após a remoção do betão correspondente ao cone de punçoamento.

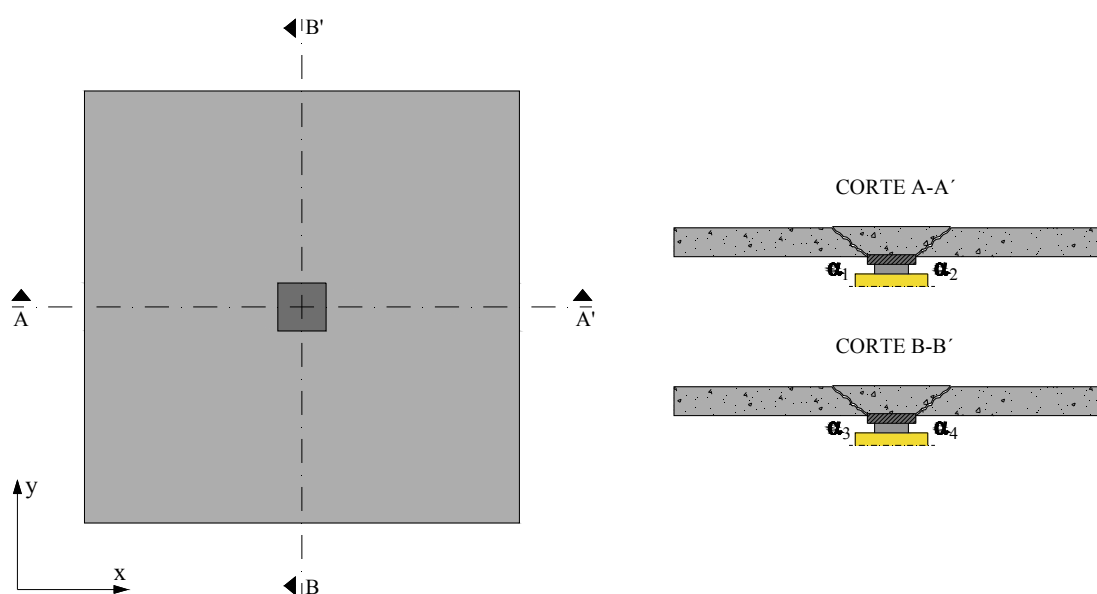


Figura 3.86 – Esquema do levantamento geométrico da inclinação da superfície de rotura

Quadro 3.19 – Inclinação média da superfície de rotura

Modelo	R	M6	M8	M6S	M8S	M6SE	M8SE
$\alpha_{\text{médio}} (^{\circ})$	31	40	45	36	40	42	44

Da análise da inclinação média da superfície de rotura dos vários modelos, conclui-se que a introdução do reforço provocou o aumento significativo da sua inclinação, uma vez que a inclinação média da superfície de rotura de todos os modelos reforçados é de 41° , enquanto do modelo de referência é de 31° .

O aumento do diâmetro dos parafusos utilizados no reforço, originou um ligeiro aumento da inclinação da superfície de rotura, verificando-se esta tendência para as três técnicas de ancoragem utilizadas.

A variação do tamanho da chapa utilizada na ancoragem dos parafusos, assim como a sua posição, não influenciou de forma significativa a inclinação da superfície de rotura.

Nas Figuras 3.87 a 3.90 são apresentadas as superfícies de rotura dos modelos que foram cortados transversalmente. Os dois primeiros cortes transversais apresentados em cada figura correspondem ao corte dos modelos na direcção perpendicular à armadura longitudinal superior com maior altura útil. As linhas verticais a vermelho observadas nos cortes transversais dos modelos, representam a localização dos parafusos de reforço.

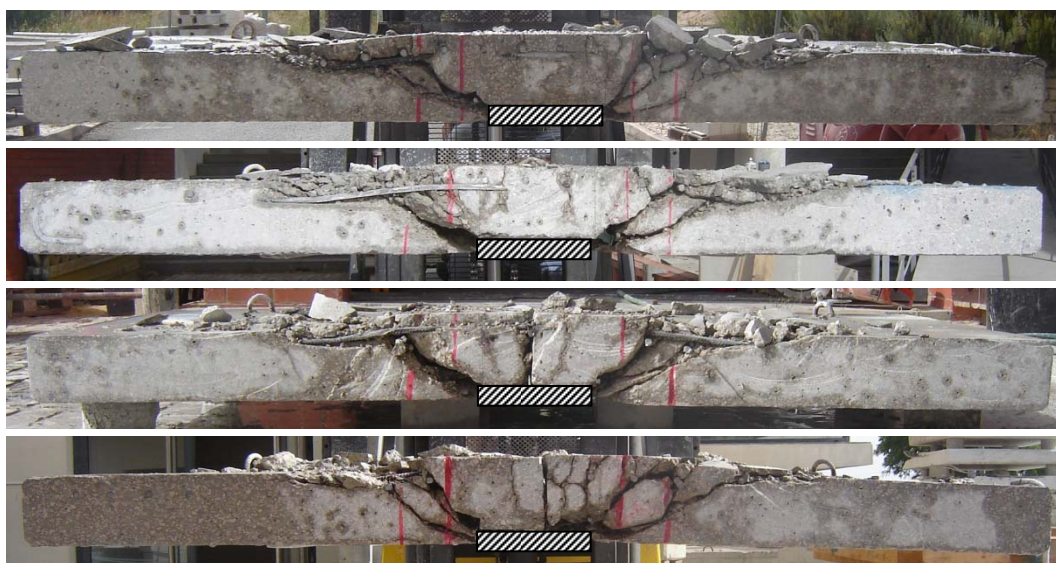


Figura 3.87 – Superfície de rotura do modelo M6S (4 planos)



Figura 3.88 – Superfície de rotura do modelo M8S (4 planos)



Figura 3.89 – Superfície de rotura do modelo M6SE (4 planos)



Figura 3.90 – Superfície de rotura do modelo M8SE (4 planos)

Capítulo 4

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

4.1 INTRODUÇÃO

A construção de edifícios em laje fungiforme está actualmente vulgarizada, e é frequente observar a adopção deste sistema estrutural em edifícios para os mais variados fins. Associado a esta utilização generalizada, maior é o número de casos de estruturas em laje fungiforme em que surgem necessidades de intervenções de reforço.

Neste trabalho apresentam-se os ensaios experimentais realizados, com o intuito de estudar o efeito da área de ancoragem e do seu posicionamento, no comportamento de lajes fungiformes reforçadas com parafusos transversais. Esta técnica de reforço revelou-se bastante eficiente, rápida e simples.

O presente capítulo resume os principais resultados obtidos nos ensaios experimentais realizados, nomeadamente, as cargas e modos de rotura, a extensão das armaduras longitudinais, os deslocamentos verticais, a inclinação das superfícies de rotura e a evolução da força nos parafusos.

Por fim, são sugeridas algumas propostas para trabalhos futuros, que permitam esclarecer e aprofundar alguns dos aspectos relacionados com este tema, que ainda não foram investigados.

4.2 EFEITO DA ÁREA E POSICIONAMENTO DA ANCORAGEM

Foram elaborados e levados à rotura sete modelos de laje fungiforme. Um destes foi o modelo de referência, não reforçado, com o qual foram comparados os resultados dos modelos reforçados. O reforço consistiu na colocação de duas camadas de oito parafusos dispostos em torno da área carregada. Foram aplicadas três técnicas diferentes na ancoragem dos parafusos e parafusos de 6 e 8 mm de diâmetro. Em dois modelos usaram-se chapas de ancoragem de grandes dimensões, e nos restantes quatro modelos foram usadas chapas de ancoragem de pequenas dimensões, sendo que em dois modelos estas foram colocadas à face da laje e noutros dois foram colocadas embebidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal.

4.2.1 Cargas e modos de rotura

Em todos os modelos ensaiados a rotura ocorreu por punçoamento. Nos modelos onde o reforço se realizou com parafusos de 6 mm de diâmetro e no M8SE, a superfície de rotura desenvolveu-se pelo interior do perímetro definido pelo reforço. No modelo M8 a superfície de rotura desenvolveu-se pelo exterior do reforço, enquanto no modelo M8S se obteve um modo de rotura misto.

Os modelos reforçados registaram um incremento médio da capacidade de carga de 23 %. O reforço com parafusos de 6 mm e 8 mm de diâmetro proporcionou um incremento médio da capacidade de carga de 19 % e 27 %, respectivamente.

Nos modelos em que se utilizou ancoragens de grandes dimensões verificou-se um incremento médio da resistência de cerca de 24 %, enquanto que nos modelos em que as ancoragens foram realizadas com chapas de pequenas dimensões colocadas à face, verificou-se um aumento médio da capacidade de carga de 29 %. Com a diminuição da área de ancoragem não se verificou perda de capacidade resistente, antes pelo contrário.

No caso dos modelos em que os parafusos foram ancorados com chapas de aço de pequenas dimensões embutidas no betão de recobrimento da armadura longitudinal, o incremento média da capacidade de carga foi de 16 %. Verifica-se portanto, alguma perda de eficiência com a utilização de chapas de ancoragem de pequenas dimensões e embutidas.

4.2.2 Extensão da armadura longitudinal superior

Nos modelos reforçados ensaiados, não se evidenciou uma tendência na evolução da extensão da armadura longitudinal superior, não sendo assim possível retirar ilações do efeito da variação da área e posicionamento das ancoragens dos parafusos na evolução das mesma. No entanto, na generalidade dos modelos, verificou-se que os varões mais próximos da área carregada apresentaram maiores valores de extensão.

4.2.3 Deslocamentos verticais

A deformada dos modelos ensaiados é praticamente linear, apresentando rotações junto ao perímetro da área carregada. Nos modelos em que as características do betão são semelhantes, a introdução do reforço levou ao acréscimo de rigidez.

A redução da área de ancoragem dos parafusos de reforço, promoveu o aumento dos deslocamentos verticais, em consequência da diminuição da rigidez. De facto, para patamares de carga idênticos, os modelos com chapas de ancoragem de pequenas dimensões apresentaram deslocamentos verticais significativamente superiores.

Os modelos em que a ancoragem foi realizada com chapas de pequenas dimensões, embutidas no betão, registaram deslocamentos verticais bastante superiores aos restantes, no entanto, este comportamento pode estar relacionado com o facto do betão desses modelos apresentar menor resistência, e em consequência, menor módulo de elasticidade.

4.2.4 Inclinação das superfícies de rotura

A introdução do reforço originou o aumento em cerca de 10° da inclinação da superfície de rotura. A variação da área e posicionamento da ancoragem não provocaram alterações muito significativas na inclinação da superfície de rotura, enquanto que o aumento do diâmetro dos parafusos de reforços provocou um ligeiro aumento da inclinação da superfície de rotura.

4.2.5 Força nos parafusos

Verificou-se na maioria dos modelo ensaiados, que os parafusos da camada interior foram mais solicitados que os da camada exterior. O facto das ancoragens de pequenas

dimensões serem embutidas no betão, fez com que as forças finais instaladas nos parafusos fossem inferiores.

4.3 OBSERVAÇÕES FINAIS

No estudo realizado ficaram bem patentes as vantagens associadas a esta técnica de reforço ao punçoamento, através da colocação de parafusos ancorados com chapas de aço. A capacidade de carga, factor com mais importância no estudo de uma técnica de reforço, registou um aumento expressivo. Além disso, os ensaios experimentais revelaram que esta técnica de reforço aumenta a ductilidade da ligação pilar-laje. Aliada a estas vantagens, existe ainda a realçar, que a utilização de ancoragens de pequenas dimensões e embutidas, têm menores implicações arquitectónicas, razão principal que motivou este estudo.

Neste estudo, a quantidade de ensaios experimentais realizados é de certa forma reduzida, pelo que os resultados obtidos podem estar influenciados por diversos factores associados à realização de ensaios a esta escala.

4.4 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com este trabalho tentou-se contribuir para o desenvolvimento de uma técnica de reforço ao punçoamento que já havia sido estudada por alguns autores. No entanto, existem ainda alguns factores, que podem ser estudados para permitir o completo conhecimento desta técnica de reforço e torná-la ainda mais eficiente, se possível. Enunciam-se em seguida alguns aspectos que seria interessante desenvolver num futuro próximo:

- O efeito da variação do pré-esforço na resistência e modo de rotura;
- O efeito da variação da espessura das placas de ancoragem;
- O efeito da variação da espessura da laje;
- A influência da injeção com resina epoxi ou outro material semelhante no espaço vazio entre os parafusos e a laje, estudando as alterações induzidas através da aderência entre os parafusos e a laje;

- A utilização desta técnica de reforço de lajes fungiformes junto a pilares de bordo e de canto;
- Estudo da relação entre o vão e a espessura da laje, pois a utilização de relações l/h diferentes origina relações entre momentos flectores e esforço de corte actuante diferentes;
- Seria interessante considerar uma variação da percentagem geométrica da armadura longitudinal, pois neste estudo foi utilizada sempre a mesma quantidade;
- Estudo do efeito das dimensões e forma do pilar na resistência ao punçoamento;
- Desenvolvimento de estudos analíticos e numéricos mais eficazes e viáveis para determinação da resistência de lajes fungiformes ao punçoamento;
- Aplicação desta técnica de reforço a lajes fungiformes aligeiradas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ACI Committee 318. 318M-08 Metric Building Code Requirements for Structural Concrete & Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.
- [2] Appleton, J.: “*Reforço de Estruturas de Betão Armado: Projecto e Aplicações*”, Seminário UNL, Novembro de 2007.
- [3] Comité Euro-International du Béton: *CEB-FIP Model Code 1990*, Bulletin d’information n° 213-214, Maio, 1993.
- [4] Delatte, Norbert J.: “*Beyond Failure: Forensic Case Studies for Civil Engineers*”, ASCE Press, Reston, Virginia, 2009.
- [5] Duarte, I.: “*Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes Reforçadas com Parafusos*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 2008.
- [6] Duarte, I.; Ramos, A. M. P.; Lúcio, V. J. G.: “*Strengthening of Flat Slabs with Transverse Reinforcement*”, Proceedings of CCC2008 – Challenges of Civil Construction International Conference, Abril, 2008, Porto, Portugal.
- [7] El-Salakawy, E.; Soudki, K.; Polak, M. A.: “*Punching Shear Behaviour of Flat Slabs Strengthened with Fiber Reinforced Polymer Laminates*”, Journal of Composites for Construction, ASCE, September/October, 2004.
- [8] Faria, D. M. V.; Lúcio, V. J. G.; Ramos, A. M. P.: “*Strengthening of Reinforced Concrete Flat Slabs using Post-Tensioning with Anchorages by Bonding*”, fib Symposium - Concrete: 21st Century Superhero, London, June, 2009.
- [9] Gardner, N.; Jungsuck, H.; Chung, L.: “*What can we learn from the Sampoong Department Store Collapse*”, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Flat Slabs, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, Estocolmo, Julho, 2000.
- [10] Ghali, A.; Sargious, M. A.; Huizer, A.: “*Vertical Prestressing of Flat Plates Around Columns*”, Shear in Reinforced Concrete, ACI, Special Publication SP 42, 1974, Detroit, Vol. 2, pp. 905-920.

- [11] Harajli, M. H.; Soudki, K. A.; Kudsi, T.: “*Strengthening of Interior Slab-Column Connections Using a Combination of FRP Sheets and Steel Bolts*”, Journal of Composites for Construction, ASCE, September/October, 2006.
- [12] <http://matdl.org/failurecases/Building%20Cases/Harbour.htm> [consultado a 19 de Novembro de 2009]
- [13] http://matdl.org/failurecases/Building%20Cases/sampoong_superstore.htm [consultado a 19 de Novembro de 2009]
- [14] IPQ (Instituto Português da Qualidade), NP EN 10002-1. Materiais metálicos. Ensaio de tracção – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente, Lisboa, 2006.
- [15] IPQ (Instituto Português da Qualidade), NP EN 12390-1 – Ensaio do betão endurecido – Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaios de provetes e para os moldes, Lisboa, 2003.
- [16] IPQ (Instituto Português da Qualidade), NP EN 12390-2 – Ensaio do betão endurecido – Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica, Lisboa, 2003.
- [17] IPQ (Instituto Português da Qualidade), NP EN 12390-3 – Ensaio do betão endurecido – Resistência à compressão dos provetes de ensaio, Lisboa, 2003.
- [18] King, S.; Delatte, Norbert J.: “*Collapse of 2000 Commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study*”, ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 18, nº1, Fevereiro, 2004.
- [19] Lúcio, V. J. G.; Ramos, A. M. P.; Faria, D. M. V.: “*Reforço de Lajes Fungiformes: Anomalias, Causas e Soluções*”, SILE08, Novembro de 2008.
- [20] Luís, M. A. S.: “*Punçoamento cíclico de lajes fungiformes reforçadas com pré-esforço transversal*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, 2010.
- [21] Luís, M. A. S.; Ramos, A. M. P.: “*Estudo Experimental do Punçoamento Cíclico em Lajes Fungiformes Reforçadas com Pré-Esforço Transversal*”, BE2008 – Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008, Guimarães, 2010.
- [22] Menétrey, P.; Brühwiler E.: “*Shear strengthening of existing reinforced concrete slabs under concentrated loads*”, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Département de Génie Civil, Junho de 1996.

- [23] NP EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios, 2010.
- [24] Ramos, A. M. P.: “*Punçoamento em Lajes Fungiformes Pré-Esforçadas*”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Março de 2003.
- [25] Ramos, A. M. P.: “*Reforço ao Punçoamento de Lajes Fungiformes*”, SILE07, Novembro de 2007.
- [26] Ramos, A. M. P.: “*Reparação e Reforço de Lajes Fungiformes ao Punçoamento*”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, 1995.
- [27] Ramos, A. M. P.; Lúcio, V. J. G.: “*Técnicas de Reparação e Reforço ao Punçoamento de Lajes Fungiformes*”, Relatório IC/IST DT nº4/96, Instituto da Construção, Departamento de Engenharia Civil, IST, Novembro, 1996.
- [28] Ramos, A. M. P.; Lúcio, V. J. G.; Regan, P. E.: “*Repair and strengthening Methods of Flat Slabs for Punching*”, International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Flat Slabs, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, Estocolmo, Julho, 2000.
- [29] REBAP: Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Porto Editora, Porto, 2006.
- [30] Talbot, A. N.: “*Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings*”, Engineering Experiment Station, Bulletin nº 67, University of Illinois, 1913.
- [31] Wood, J.: “*Piper Row Car Park, Wolverhampton, Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*”, Health and Safety Executive Report, Reino Unido, Maio, 2008.